

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет
Факультет будівництва, теплоенергетики та газопостачання

Кафедра БМГА

Конспект лекцій
з дисципліни «Проектування основ та фундаментів в
складних умовах»
Модуль 1
кваліфікаційний рівень - магістр
для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво»

Укладач: к.т.н., доц. Маєвська І. В.

Вінниця – 2020

Список рекомендованої літератури

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: [підручник]/ [М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О.О.Петраков, В.Б.Швець, О.В.Школа, С.В.Біда, Ю.Л.Вінніков].- Полтава, 2003. - 446 с.
2. Марков А. І., Маркова М. А. Проектування будівель і споруд в складних ґрунтових умовах. Навчально-методичний посібник для студентів спеціальностей 7.092101 «Промислове та цивільне будівництво» і 7.092103 «Міське будівництво та господарство». Запоріжжя : ЗДІА, 2009. 114 с.
3. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
4. Шутенко Л. М., Рудь О. Г., Кічаєва О. В. та ін. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник /за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 563 с.
5. Маєвська І. В., Блащук Н. В. Механіка ґрунтів: самостійна та індивідуальна робота студентів. для студентів спеціальності "Будівництво та цивільна інженерія" (навчальний посібник). Вінниця : ВНТУ, 2018. 108 с.
6. Парфентьєва І. О., Верешко О. В., Гусачук Д. А. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія. Луцьк: ЛНТУ, 2017. 296 с.
7. Маєвська І.В., Блащук Н.В., Попович М. М. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування: навчальний посібник. Вінниця : ВНТУ, 2019. 144 с.
8. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10-2018. - [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 161 с. – (Державні будівельні норми України).
9. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінбуд України, 2009. – 105 с. – (Національні стандарти України).
10. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення: ДБН В.1.1-45:2017. [Чинний від 2017-10-01]. – К.: Мінрегіон України, 2017. – 23 с. – (Національні стандарти України).
11. ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на підроблюваних територіях [Чинна від 2017-04-01]. – К. : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2017. – 72 с. – (Державний стандарт України).
12. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах [Чинна від 2017-04-01]. – К. : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2017. – 68 с. – (Державний стандарт України).
13. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В 1.1-12:2014 [Чинний від 2014-10-01]. - К.; Мінрегіон України, 2014. - 110 с. – (Національні стандарти України).

14. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. [Чинна від 2017-04-01]. К. : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2017. 89 с.
15. ДСТУ-Н Б В.1.1-38:2016 Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення. [Чинна від 2017-04-01]. К. : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2017. 135 с.
16. ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016. Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд [Чинна від 2017-04-01]. К. : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2009. 80 с. (Державний стандарт України).
17. ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах [Чинна від 2017-04-01]. К. : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2017. 72 с. (Державний стандарт України).
18. Маєвська І.В. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування: навчальний посібник / І. В. Маєвська, М. М. Попович, Н. В. Блащук – Вінниця: ВНТУ, 2019. – 144 с.
19. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування з дисципліни «Основи та фундаменти будівель і споруд» для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Частина 3. Фундаменти на просадкових ґрунтах / Уклад. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. – Вінниця : ВНТУ, 2017. – 78 с.
20. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд: ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [Чинний від 2017-04-01]. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - 68 с. - (Національні стандарти України).
21. Підсилення фундаментів будівель та споруд, побудованих на лесових ґрунтах, буроін'єкційними палями. ВБН В.2.1-1-97. - [Чинний від 1998-05-01]. - К.: Укрмонтажспецбуд, 1997. – 42 с. – (Національні стандарти України).
22. Маєвська І. В., Попович М. М., Блащук Н. В. Автоматизований розрахунок пальових фундаментів : електронний навчальний посібник комбінованого (локального та мережного) використання [Електронний ресурс]. Вінниця : ВНТУ, 2023. 155 с.

Лекція 1

Складні умови роботи будівель і споруд, їх загальна характеристика. Ґрунтові умови, які ускладнюють роботу конструкцій та фундаментів

1. Види складних умов роботи будівель і споруд.
2. Коротка характеристика складних ґрунтових умов України і їх розповсюдження.

До категорії складних ґрунтових умов відносять території, де в результаті розвитку деформаційних або динамічних процесів у ґрунтах виникає небезпека пошкодження або руйнування будівель і споруд.

Будівництво в цих умовах потребує використання заходів захисту, що зводять пошкодження до допустимого мінімуму:

- підсилення або пристосування конструкцій до роботи в складних умовах;
- спеціальна геотехнічна інженерна підготовка території, що ліквідує або зменшує можливість виникнення небезпечних процесів.

Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах з урахуванням **категорій складності інженерно-геологічних умов** (ДБН А.2.1-1[Інженерні вишукування]) повинні бути запроектовані та збудовані таким чином, щоб протягом всього життєвого циклу з відповідним ступенем надійності та економічності вони витримували всі можливі дії та впливи під час їх зведення та експлуатації.

Ж.1 Категорії складності інженерно-геологічних умов

Фактори	I (проста)	II (середньої складності)	III (складна)
Геоморфологічні умови	майданчик (ділянка) у межах одного геоморфологічного елемента; поверхня горизонтальна, нерозчленована	майданчик (ділянка) у межах декількох геоморфологічних елементів одного генезису; поверхня похила, слабо розчленована	майданчик (ділянка) у межах декількох геоморфологічних елементів одного генезису; поверхня сильно розчленована
Геологічні фактори в сфері взаємодії будівель і споруд із геологічним середовищем	не більше двох різних за літологією шарів, що залягають горизонтально або слабо похило (ухил не більше 0,1); потужність витримана за простяганням; незначний ступінь неоднорідності шарів за показниками властивостей ґрунтів, що незакономірно змінюються в плані й за глибиною; скельні ґрунти залягають із поверхні або перекриті малопотужним шаром нескельних ґрунтів	не більше чотирьох різних по літології шарів, що залягають похило або з виклинцюванням; потужність змінюється закономірно; закономірна зміна характеристик ґрунтів у плані або за глибиною; скельні ґрунти мають нерівну покрівлю і перекриті нескельними ґрунтами	більше чотирьох різних за літологією шарів; потужність різко змінюється; лінзоподібне залягання шарів; значний ступінь неоднорідності за показниками властивостей ґрунтів, що незакономірно і (або) закономірно змінюються в плані або за глибиною; скельні ґрунти мають сильно розчленовану покрівлю і перекриті нескельними ґрунтами
Гідрогеологічні фактори в сфері взаємодії будівель і споруд із геологічним середовищем	підземні води відсутні або є один витриманий горизонт підземних вод з однорідним хімічним складом	два або більше витриманих горизонти підземних вод, місцями з неоднорідним хімічним складом або з напором, територія потенційно підтоплювана	горизонти підземних вод не витримані за проляганням і потужністю, з неоднорідним хімічним складом; місцями складне чергування водоносних і водотривких порід; напори підземних вод змінюються за проляганням; територія підтоплюється або вже підтоплена й потрібні заходи захисту
Геологічні процеси, що негативно впливають на умови будівництва і експлуатації будівель і споруд	відсутні, районна сейсмічність < 6 балів	мають обмежене поширення, районна сейсмічність < 6 балів, ділянки ≤ 6 балів	мають велике поширення і вирішально впливають на проектування та будівництво, районна сейсмічність ≥ 6 балів, ділянки > балів
Специфічні ґрунти в сфері взаємодії будівель і споруд із геологічним середовищем	відсутні	не роблять істотного впливу на вибір проектних рішень; мають витримане залягання	вирішально впливають на вибір проектних рішень; ускладнюють будівництво й експлуатацію

Додаткова оцінка інженерно-геологічних умов для забудованих територій, існуючих і експлуатованих будівель та споруд за ступенем соціально-екологічного ризику (дається для III категорії складності умов):

III – умови складні; загроза втрати придатності або руйнування будівель і споруд відсутня;

IIIa – умови особливо складні; є потенційна загроза втрати придатності або руйнування будівель і споруд, а також загроза життєдіяльності населення;

IIIб – екстремальні умови; процеси, що розвиваються, несуть реальну загрозу руйнування будівель і споруд та загрозу життєдіяльності населення.

На ділянках IIIa, IIIб нове будівництво не допускається до вжиття заходів, що усувають загрозу втрати придатності (або руйнування) будівель і споруд та забезпечують життєдіяльність населення.

При складанні висновків до науково-технічного звіту, для віднесення до III категорії складності умов, необхідно керуватися одним, або декількома одночасно, із наступних критеріїв:

- необхідність спеціальної інженерної підготовки території або ділянки забудови (зрізки, підсіпки, засипки ярів, водовідведення тощо);
- необхідність улаштування захисних споруд (підпірні стінки, дамби, бунни, дренажі тощо);
- необхідність інженерної підготовки основи (заміна слабких ґрунтів та улаштування подушок, заповнення порожнеч, закріплення ґрунтів тощо);
- необхідність улаштування спеціальних фундаментних конструкцій (прорізка слабких ґрунтів палями, застосування консольних елементів фундаментів, застосування опускних колодязів тощо).

1. Види складних умов роботи будівель і споруд

При класифікації складних умов роботи будівель і споруд можна виділити 3 їх групи.

1. Площі, де залягають види ґрунтів з особливими властивостями, які ускладнюють роботу фундаментів:

- просадкові ґрунти;
- набухаючі (набрякливі) ґрунти;
- неоднорідні за стисливістю ґрунти;
- сильностисливі ґрунти (водонасичені, біогенні);
- елювіальні ґрунти;
- засолені ґрунти;
- насипні ґрунти;
- намівні ґрунти;
- здимальні ґрунти.

2. Площі, небезпечні за умовами гравітаційного і водно-гравітаційного руйнування, осідання або деформування земної поверхні:

- карстонебезпечні території, де підземні порожнини виникають в результаті розвитку природних або з технологічною активізацією карстових процесів;
- суфозійно-небезпечні території (природні або техногенні суфозійні процеси);
- зсувонебезпечні території;
- території, небезпечні за умови утворення суфозійно-просідаючого зсуву (суфозійних викидів, що переходять у селі, за пропозицією Гелія Івановича Черного);
- ділянки берегової абразії;
- площі осідання земної поверхні, обумовленої дренаванням (зниження рівня ґрунтових вод);
- території, що підробляються підземними виробками, в тому числі:
 - розробкою корисних копалин;
 - міськими тунелями і іншими підземними спорудами.

3. Території з особливими впливами:

- сейсмонебезпечні території, в тому числі:
 - природні джерела сейсмічних хвиль;
 - техногенні джерела (гірські підприємства, що проводять масові вибухи).
- міські території під впливом техногенних факторів, в тому числі:
 - щільнозабудовані міські території, де небезпека нерівномірних осідань основ існуючих будівель виникає при будівництві поряд нових об'єктів;
 - ділянки розповсюдження вібраційних хвиль від техногенних джерел;
 - будівництво в умовах реконструкції,
- ділянки затоплення і підтоплення.

Структура комплексу нормативних актів та стандартів стосовно проектування основ і фундаментів споруд у складних інженерно-геологічних умовах та в зоні впливу небезпечних геологічних процесів представлена на рис. 2 та 3.



Рис. 2. Структура комплексу норм і стандартів щодо проектування основ і фундаментів споруд в складних інженерно-геологічних умовах



Рис. 3. Структура комплексу норм і стандартів щодо проектування основ і фундаментів споруд в зоні впливу небезпечних геологічних процесів

2. Коротка характеристика складних ґрунтових умов України і їх розповсюдження

Майже вся територія України має ті чи інші види складних умов (карта рис. 6 з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія).

❖ Структурно-нестійкі **просадкові лесові ґрунти** розповсюджені приблизно на 60-80% території України і займають площі, що перевищують площу усіх решти складних умов разом.

Потужність лесових товщ і ступінь структурної нестійкості найбільш значна у містах півдня і сходу України: Запоріжжя, Дніпро, Херсон, де вони відносяться до другого типу за просадковістю.

У центральній частині країни лесові ґрунти мають перший тип і меншу потужність (карта рис. 1).

❖ Ділянок залягання **решти слабких ґрунтів** з особливими властивостями: набрякливих, насипних, біогенних, елювіальних, засолених, мулистих, що створюють небезпеку нерівномірних осідань побудованих на них будівель або споруд, в Україні достатньо багато. З них декотрі (набрякливі, засолені та мули) приурочені до певних регіонів (переважно на півдні країни), решта зустрічаються скрізь на локальних ділянках.

❖ Природні **карстові і суфозійні процеси** спричинюють провали на земній поверхні. Карстонебезпечними, потенційно, є усі ділянки земної поверхні, де на глибині залягають породи, що карстуються, які розповсюджені на більшій частині (до 60% її площі) території України. Але активно розвиваються карстові процеси лише на 10% цієї території (карта рис. 2 станом на 2000 р.).

Це в основному передгір'я Карпат і Кримських гір, а також деякі міста Донецької області.

Суфозійні процеси за впливом на будівлі і споруди схожі з карстовими. Вони були причиною руйнування або пошкодження будівель в Києві, Харкові, Луцьку та інших містах.

РАЙОНУВАННЯ ЗА СКЛАДНІСТЮ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ
РАЙОНИРОВАНИЕ ПО СЛОЖНОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ
ZONING BY COMPLEXITY OF ENGINEERING-GEOLOGICAL CONDITIONS
Масштаб 1:8 000 000



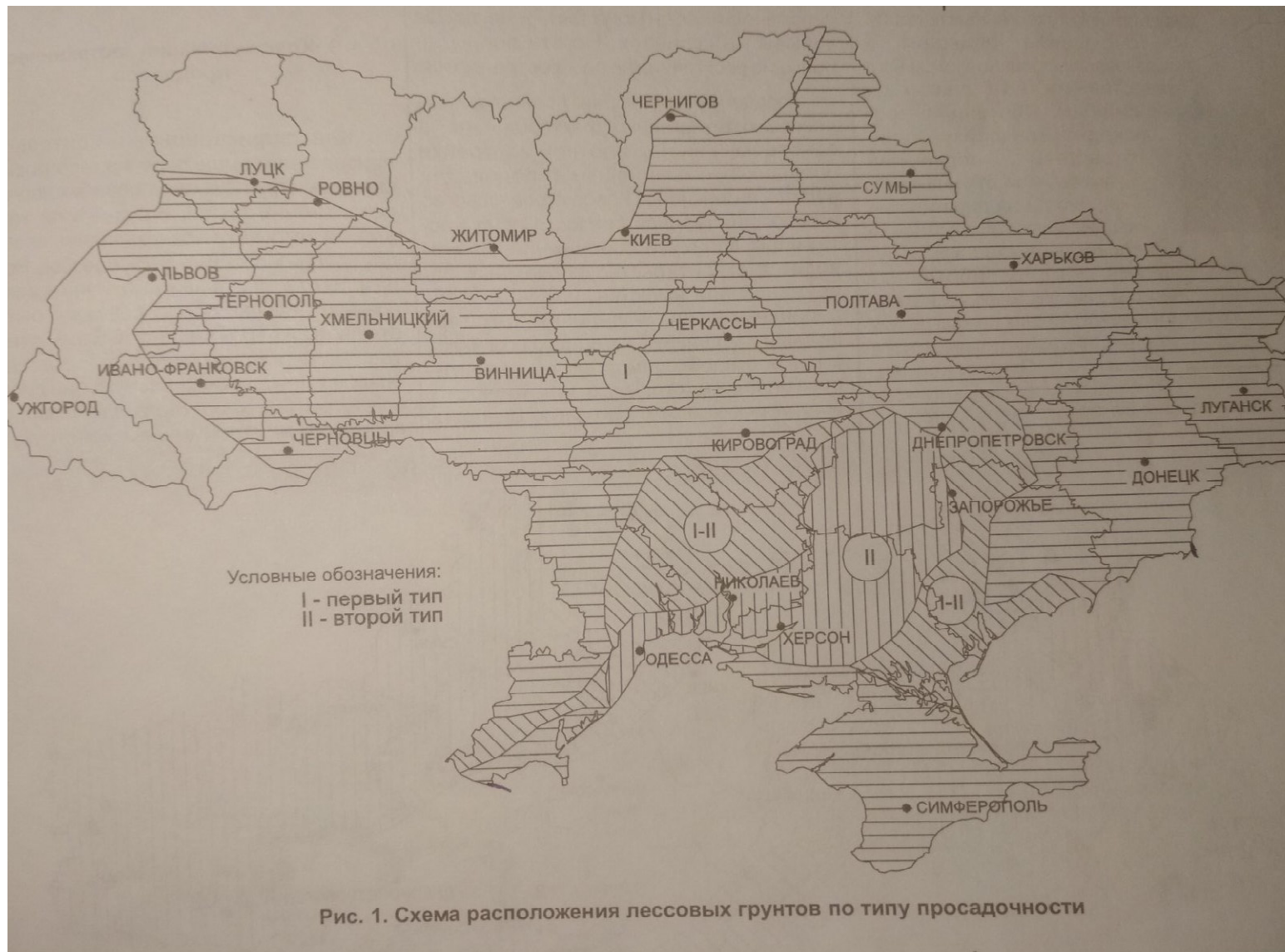












Рис. 1. Схема расположения лессовых грунтов по типу просадочности



Условные обозначения:

	1		6
	2		7
	3		8
	4		9
	5		10

Степень карстоопасности: 1 – низкая; 2 – средняя; 3 – высокая; 4 – очень высокая. Проявление карстоопасности: 5 – аварийные ситуации; 6 – аварии; 7 – катастрофы. Границы: 8 – закарстованных территорий; 9 – площадей с разной степенью закарстованности; 10 – разнозакарстованные породы.

Рис. 2. Степень карстоопасности территории Украины

❖ Не менш руйнівними є **зсувні процеси**, які також відносяться до категорії гравітаційних або водно-гравітаційних.

Зсувонебезпечні території займають порівняно невеликі площі, але за числом аварій і катастроф, величиною нанесеної шкоди зсуви займають перше місце і в Україні і в світі.

Ці процеси, як правило, не затухають і завершуються руйнуванням призми сповзання зі всім, що на ній побудоване. Це робить конструктивні заходи захисту будівель неефективними.

В Україні зсувонебезпечні території є у Прикарпатті, Криму, містах Донбасу і Придніпрів'я. У Києві вони охоплюють до 30% площі його старої історичної частини.

Найбільша площа зсувонебезпечних ділянок станом на 2000 р.:

Чернівецька обл. – 2550 км²;

Львівська обл. – 856 км²;

Закарпатська обл. – 463 км²;

Івано_Франківська обл. – 380 км².

❖ Сходні з зсувними процесами за характером протікання і впливом на будівлі і споруди **суфозійно-просідаючі зсуви (суфозійно-сельові викиди пливунів)**, типу Дніпропетровської катастрофи 1997 р.. Вони розвиваються навіть більш стрімко, а тому більш руйнівні, ніж зсуви.

Геотехнічні методи їх локалізації мають свої відзнаки, що диктує необхідність їх виділення у окрему категорію складних умов. Суфозійно-сельові викиди утворюються з замочених лесових ґрунтів, які знаходяться під навантаженням.

❖ Характер руйнування земної поверхні на ділянках **берегової абразії** має багато спільного із зсувами. Цей процес розвивається на невеликих площах, але призводить до втрати цінних прибережних земель і руйнування побудованих на них об'єктів. Абразія поширена в Криму, Одеській і Закарпатській областях (Ужгород).

❖ До водно-гравітаційних процесів відноситься і **осідання від дренажу** ґрунтів. Воно суттєве, коли ґрунти мають низький модуль деформації і високу пористість.

В світі відомі випадки значного осідання міських територій від дренажу. Так, територія столиці Мексики Мехіко осіла за декілька десятків років на 8-9 м, столиці Таїланду Бангкока – на 4 м. В Україні осідання на 10-15 см зафіксовані у Нікопольському марганцевому басейні. На відміну від осідання над гірськими виробками осідання від дренажу, розвиваючись на більших площах, призводять до незначних деформацій. Тому для будівель вони менш руйнівні, але їх необхідно враховувати при проектуванні самопливної каналізації і інших аналогічних випадках.

❖ **Території, що підробляються**, можна порівняти за значенням і величиною шкоди з просадковими явищами. Вони займають порівняно невелику площу (до 10% площі міст України), але на них зосереджена велика кількість промислових об'єктів, житлових масивів, ведеться інтенсивне будівництво.

Площа **підроблюваних територій** вугільних родовищ становить близько 2% – це Донецький і Львівсько-Волинський басейни.

Український Донбас займає територію трьох областей: Донецької, Дніпропетровської і Луганської. Вугленосна площа цього басейну складає близько 55% його адміністративної території. Глибина залягання вугільних пластів становить 190-1000 м., потужність 0,2...3, 0 м. Для геологічної будови території характерне залягання вугільних пластів горизонтального, пологого і крутого падіння, а також тектонічні порушення у вигляді скидання, зрушення, надвигів, розривів щільності. Період активної стадії зрушення становить 3-6 місяців.

Львівсько-Волинський вугільний басейн розташований на території Львівської і Волинської областей. Вугленосна площа басейну становить біля 12% його адміністративної території. Глибина залягання вугільних пластів становить 340-485 м, потужність 0,2...3,0 м. Вугільні пласти залягають майже

горизонтально, тектоніка басейну не відрізняється складністю. Період активної стадії зрушення становить 10-16 місяців при повній тривалості періода зрушення до 40 місяців.

Останніми десятиріччями, у зв'язку з розвитком у Києві, Харкові та Дніпрі підземного міського будівництва до територій, що підробляються, додалися площі, під якими будуються і експлуатуються **підземні міські споруди**.

Як правило, підземна розробка корисних копалин і підземне міське будівництво призводять до плавного осідання земної поверхні з утворенням неглибоких зап'адин – мульд зрушення. Але в деяких випадках підземна розробка ведеться камерним способом, при якому під землею утворюються великі незакріплені техногенні порожнини. Їх обрушення призводить до утворення провалів, схожих на карстові, але більших за розмірами.

В Україні такі виробки мають місце у Кривому Розі, Одесі, Калушу (Івано_Франківська обл.), Стебнику (Львівська обл.), населених пунктах Донецької і Закарпатської областей.

Прикладом є руйнування та пошкодження житлових будинків та прибудинкових споруд по вул. Держинського, 1 та 2 в с. Сапіжанка Шаргородського району Вінницької області, що сталося внаслідок провалу підземних гірських виробок 30.03.2014 р. Безпосередньо під будинками вул. Держинського розміщені підземні виробки кар'єру з розробки вапняку, що здобувався камерним способом.

Аналіз плану гірничих виробок СТОВ «Світанок» на території с. Сапіжанка показує, що розробка вапняку здійснювалась каменерізними машинами, в процесі роботи яких утворювався горизонтальний штрек шириною 3,66 м і висотою 2,5-2,7 м. Система розміщення штреків запланована таким чином, щоб між ними залишались стовпи-цілики розмірами в плані не менше 4,0x4,0 м. За правилами техніки безпеки шар нерозробленого вапняку над виробкою повинен забезпечувати стійкість покрівлі.



Але з наближенням до місця аварії виявились численні порушення техніки безпеки, а саме:

- безсистемна розробка другого горизонту штреку з збільшенням висоти виробки до 5,0 м;

вирубка вапняку з ціликів, що зменшило їх поперечний переріз місцями до 0,5 м (при висоті 5,0 м). На час обстеження в частині вузьких ціликів вже є силові тріщини, що загрожують подальшим обрушенням.







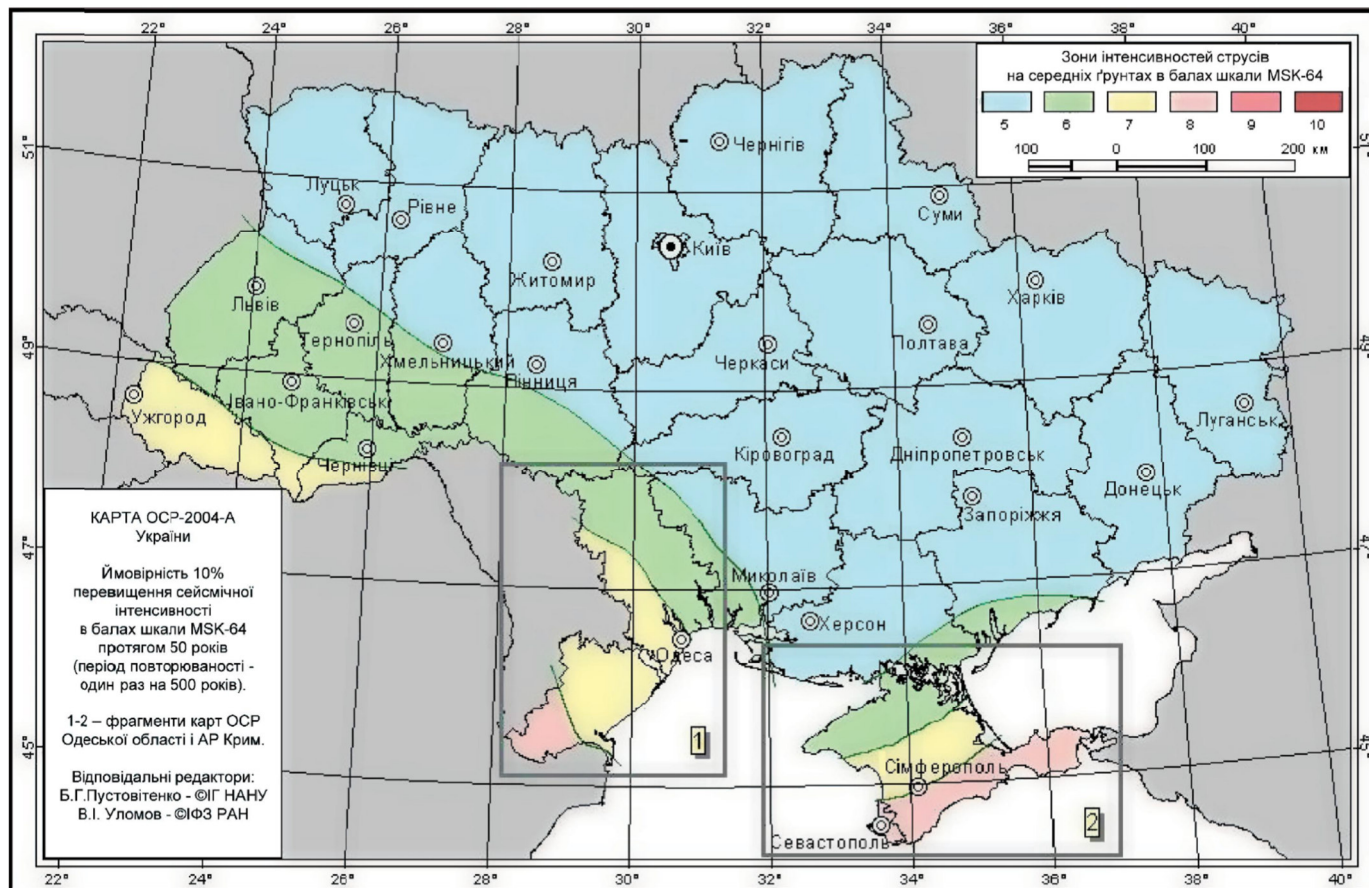


Частину територій, де проводились підземні камерні розробки, а також деякі зсувонебезпечні території необхідно виділити у особливу категорію складних умов, де техногенний вплив особливо великий і земна поверхня повністю руйнується з утворення глибоких провалів. Найдорожчі міри захисту будівель і споруд тут не досягають мети, тому їх будівництво не доцільне, а існуючі будівлі повинні бути знесені.

❖ **Сейсмонебезпечні території** традиційно відносяться до складних ґрунтових умов, хоча причиною пошкодження і руйнування будівель і споруд на них є процеси, що виникають у ґрунтах внаслідок сейсмічних хвиль.

В Україні такі території є на значній площі з різним ступенем можливої інтенсивності землетрусу (карта рис. Б.1).

Джерелами небезпечних сейсмічних хвиль можуть бути і масові вибухи на кар'єрах. Але ці хвилі на великі відстані не розповсюджуються.



ДБН В.1.1-12:2014

Рисунок Б.1 – Карта загального сейсмічного районування ЗСР-2004-А території України

❖ **Міські території, що знаходяться під впливом техногенних факторів** – це переважно райони щільної забудови великих промислових міст, де ведеться інтенсивне нове будівництво поблизу від існуючих споруд, виконується будівництво підземних споруд або є джерела вібраційних хвиль. Три види проблемних ситуацій:

- захист історичних і архітектурних пам'яток;
- захист від вібраційних хвиль;
- реконструкція і надбудова.

❖ **Території, що затоплюються і підтоплюються** (карта рис. 3 станом на 2000 р.). До територій, що підтоплюються, відносять регіони, ділянки або майданчики забудови, де існує або прогнозується підвищення природного рівня підземних вод або утворення тимчасового чи постійного рівня верховодки природного чи техногенного походження.

При підтопленні ґрунтовими водами територій та споруд відбувається збільшення вологості ґрунтів або підняття рівня ґрунтових вод до граничних глибин, за якими порушуються норми будівництва та експлуатації будинків і споруд, санітарно-екологічні умови життя людей, завдається шкода землям сільськогосподарського призначення.

Підтоплення призводить до зміни хімічного складу ґрунтових вод, забруднення поверхневих і підземних вод, деградації ґрунтового покриву. Підвищення агресивності ґрунтових вод стосовно матеріалів будівельних конструкцій викликає їх корозію, передчасне руйнування і деформацію будівель та споруд.

Тимчасове затоплення і підтоплення територій хоча і призводить до заповнення водою підвалів або навіть перших поверхів будівель само по собі рідко призводить до руйнування будівель і споруд. Але, приводячи до **обводнення ґрунтів**, воно, як правило, знижує їх несучу здатність, змінює властивості просадкових ґрунтів, стимулює деформування основ, складених

набрякливими ґрунтами, а у сейсмонебезпечних районах підвищує ступінь сейсмічної небезпеки.

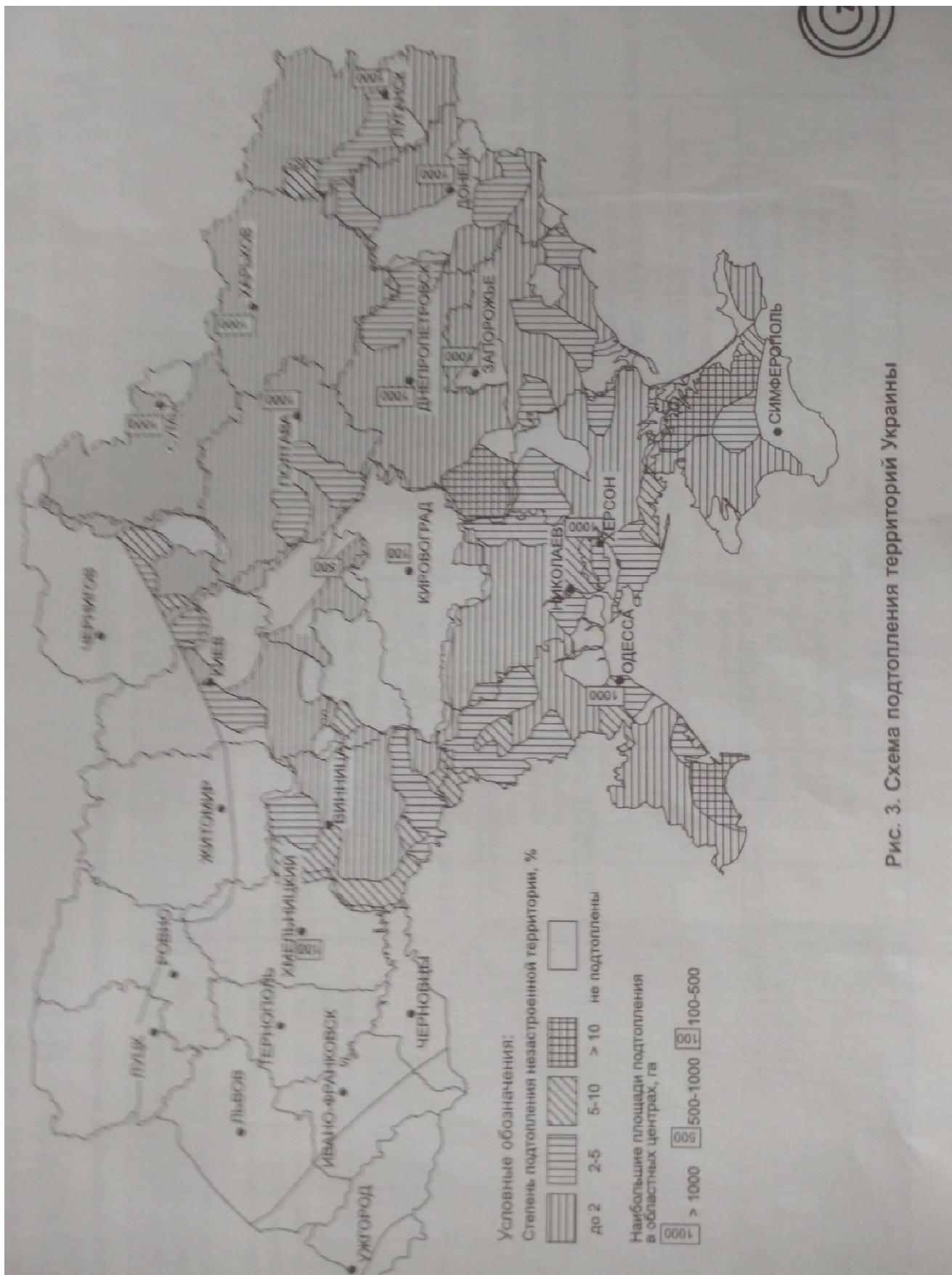


Рис. 3. Схема подтопления территорий Украины

Розвиток процесу підтоплення супроводжується зміною фізико-механічних властивостей ґрунтів, зменшенням їх несучої здатності та природного ґрунтового опору, активізацією небезпечних геологічних процесів (карст, зсуви, суфозія), що призводить до непередбачених осідань будівель і споруд та їх руйнування.

Тому виникає необхідність розробки заходів захисту від затоплення і підтоплення, які мають спільні риси з мірами захисту від руйнування у складних умовах.

Комплекси заходів інженерного захисту від підтоплення та затоплення мають включати:

- запобіжні заходи;
- будівництво захисних споруд.

Запобіжні заходи призначають на потенційно підтоплених та підтоплених територіях для компенсації техногенних змін складових водного балансу або підвищення відміток поверхні території.

Захисні споруди забезпечують безпосереднє зниження рівня ґрунтових вод або перешкоджають затопленню на підтоплених територіях та територіях, що потребують невідкладного захисту, вони також застосовуються для захисту від підтоплення та затоплення окремих будівель і споруд.

Головними видами запобіжних заходів є наступні:

- штучне підвищення планувальних відміток поверхні території;
- нормативне ущільнення ґрунту при засипанні котлованів та траншей;
- забезпечення належного відведення стоку поверхневих вод;
- забезпечення ретельного виконання робіт із будівництва водонесучих мереж, штучних водомістких об'єктів;
- улаштування гідроізоляції фундаментів, заглиблених споруд і комунікацій;
- улаштування протифільтраційних екранів під промисловими накопичувачами та завіс навколо них;

- будівництво берегових, головних, перехоплюючих та інших видів дренажів для запобігання підтопленню території.

Штучне підвищення планувальних відміток поверхні території впроваджують, як правило, на заплавах та заболочених ділянках, які за цільовим призначенням підлягають освоєнню і забудові. Штучне підвищення здійснюють шляхом підсипання або намивання ґрунту з обов'язковим попереднім відсипанням дренажного шару. До складу супроводжувальних робіт включають розчищення та спрямлення русел рік і струмків, облаштування їх берегів.

Захист (захисні споруди) від підтоплення ґрунтовими водами територій міст і селищ, а також окремих споруд на них належить виконувати наступними способами:

- улаштування дренажів різних типів;
- виконання зовнішньої або внутрішньої гідроізоляції.

Використання для захисту від підтоплення протифільтраційних екранів (завіс) вважається недоцільним через створення перед ними небезпечних зон підвищення рівнів ґрунтових вод, що сприяє розвиненню баражного ефекту.

До складу споруд інженерного захисту **від затоплення** можуть входити: дамби обвалування, дренажі, дренажні й водоскидні мережі, нагірні водоскидні канали, швидкотоки й перепади, трубопроводи й насосні станції.

Лекція 2

Види особливих зовнішніх впливів на будівлі та споруди. Особливості проектування при певних особливих умовах і впливах

1. Особливості форм протікання геотехнічних процесів за останні роки.
2. Особливості проектування при певних особливих умовах і впливах.

1. Особливості форм протікання геотехнічних процесів за останні роки

Згідно із сучасними оцінками в Україні загалом помітний розвиток понад 20 різних типів екзогенних геологічних процесів (ЕГП) і явищ, зокрема до п'яти особливо небезпечних ЕГП (табл. 1), які впливають на критичні зміни інженерно-геологічних умов на регіональному рівні. Унаслідок цього із 460 міст приблизно 85 потребують комплексного інженерного захисту, понад 250 з них підтоплені, до 150 зазнають впливу гравітаційних процесів, 50 розміщені на лесових просідних ґрунтах. Критерієм підвищеної інженерно-геодинамічної небезпеки території потрібно вважати розвиток прояву декількох НЕГП або їхньої парагенетичної асоціації.

Таблиця 1. Характеристика регіонального поширення небезпечних екзогенних геологічних процесів (НЕГП) у покривних породах

Типові НЕГП	Літологічні типи покривних порід			Примітки*
	Флювіогляціальні, алювіальні (Полісся)	Лесовий, лесово-суглинистий	Осадовий, пухкий	Динаміка розвитку, %
Зсуви	Обмежений	Схили долин, річок, балок тощо	Схилі комплексні	Значна (2–5)
Карст (суфозія)	Поля водорозчинних порід	Поля водорозчинних порід	Обмежений	Фоновий – середній (1–2)
Підтоплення	Переважно природне	Переважно техногенне	Переважно природне	Значна (2–5)
Осідання	Немає	Регіональне	Немає	Значна (2–5)
Ерозія	Обмежене	Регіональне	Локальне	Критична (5–10)
Абразія	Немає	Прибережні комплекси	Прибережні комплекси	Значна (2–5)
Селі	Немає	Немає	Карпатський, Кримський гірничі регіони	Локальна (від 1 до 10)

Примітка. * Рівні просторової активізації НЕГП: 1) до 1 % – фоновий; 2) 1–2 % – середній; 3) 2–5 % – значний; 4) 5–10 % – критичний; 5) > 10 % – катастрофічний.

У районах інтенсивної господарської діяльності (Автономна Республіка Крим, Придністров'я, Передкарпаття, Донбас, Кривбас та інші) виявлено понад

4,5 тис. активних зсувів, 3 тис. карстових і суфозійно-карстових утворень. З початку 70-х років ХХ ст. ступінь ураженості території небезпечними процесами збільшився майже вдвічі; водночас в останні десятиріччя зріс негативний вплив глобальних змін клімату на інженерно-геологічні умови функціонування господарських об'єктів, особливо просторово розвинених (нафто-газопроводи, залізниці тощо). За даними регіонального моніторингу ГС (ДНВП "Геоінформ", УкрДГРІ, Держгеонадра) карст проявляється на 37 % території України, до того ж у межах впливу регіонального техногенезу швидкість процесів карстоутворення зростає майже втричі, селі розвинені на 70 % гірських водозаборів; підтоплення – на 80 % зрошувальних площ і в населених пунктах, розміщених у зоні впливу зрошення; зсуви – на 50 % освоєних схилів; осідання лесових порід – майже всюди, де вони поширені.

Поширення різних геологічних процесів і пов'язані з ними зміни геологічного середовища визначені особливостями геологічної будови, складом порід, тектонічними, геоморфологічними, гідрогеологічними, зонально-кліматичними та метеорологічними чинниками.

За останні 15-20 років практично в усіх містах України суттєво змінилась **обводненість ґрунтових масивів**. Підйом рівня ґрунтових вод здійснювався скрізь, але з різними швидкостями:

- при дії лише природних (кліматичних) факторів йшов зі швидкістю до 2-3 см на рік;

- під дією техногенних факторів у окремих районах Дніпра, Києва і деяких інших міст його кінцева величина сягала 10-15 метрів, а швидкість 60-80 см на рік.

Підтопленням внаслідок техногенного підйому рівня підземних вод (РПВ) охоплено близько 1 млн. га країни. Найбільш інтенсивний підйом РПВ зафіксований у Дніпропетровській, Запорізькій, Херсонській, **Івано-Франківській і Львівській** областях. В цілому по Україні з 25 областей майже 20 схильні до інтенсивного підтоплення (станом на 2016 р.).

Загалом аналіз даних табл. 1 дає змогу зробити висновок, що **найбільш комплексні регіональні зміни інженерно-геологічних параметрів геологічного середовища зумовлені розвитком процесів зсувоутворення й підтоплення** у промислово-міських регіонах, які переважно розміщені в межах площ поширення лесових і лесово-суглинистих порід.

(Критичні зміни геологічного середовища у гірничодобувних районах належать переважно до інженерно-геотехнічних (геомеханічних) унаслідок незворотних порушень рівноваги надр і тому проаналізовані в складі програми Національної АН України “Стратегічні мінеральні ресурси”).

За цих умов геостатистичний аналіз збільшення площ регіонального підтоплення земель та зсувоутворення за 1982–2010 рр. і частково 2016 р. свідчить про експоненційну залежність їхнього багаторічного тренду збільшення (табл. 2, матеріали щорічників “Активізація небезпечних екзогенних геологічних процесів на території України за даними моніторингу ЕГП”, 2010–2015 рр.).

Таблиця 2. Динаміка регіонального розвитку критичних НЕГП (підтоплення та зсувоутворення) станом на 1982–2016 рр.

Назва критичного НЕГП	Одиниця вимірювання	Динаміка регіонального розвитку		Збільшення за 1982–2010 рр., рази	Сучасний тренд розвитку
		1982	2010 (2016)		
Підтоплення регіональне, ПМА та локальні осідання поверхні	км ²	1840	2470	1,34	Переважна активізація у багатководні роки
Зсувоутворення	Кількість зсувних об’єктів	17 400	23 116	1,32	Активізація на схилах

Практична рівність показників регіонального збільшення площ підтоплення та кількості зсувних об’єктів за період 1982–2010 рр. (частково 2016) (відповідно 1,34 та 1,32) є свідченням генетичного зв’язку їхньої природно-техногенної активізації.

Переважне поширення на території України лесових і лесово-суглинистих порід (>65 %) спричинило високу чутливість інженерно-геологічних параметрів геологічного середовища до техногенезу, а в останні десятиріччя – до чинників глобальних змін клімату (потепління, зростання

кількості й нерівномірності опадів, висоти й частоти повеней і паводків), сейсмо-геофізичної активності.

В Україні загалом до 70 % промислово-міських регіонів розміщені на території поширення лесових порід, причому в 560 містах і селищах загальна площа підтоплення перевищує 2000 км² [станом на 2016 р.].

Водночас у промислово-міських регіонах є до 60 тис. аварійних і старих будівель, рівень ризику руйнування яких на лесових ґрунтах сягає $n(10^{-2} \div 10^{-3})$, що на 1–2 порядки перевищує показники розвинутих країн ЄС (табл. 5).

Таблиця 5. Інженерно-геотехнічний стан житлового фонду у ПМА України (2015 р.)

№ з/п	Регіон	Кількість житлових будинків усього, тис. одиниць	Старі житлові будинки		Аварійні житлові будинки		Рівень потенційної загрози руйнації $n \cdot 10^5$
			одиниць	%	одиниць	%	
1	АР Крим	332,69	937	0,28	161	0,05	350
2	Вінницька	569,43	3018	0,53	878	0,15	685
3	Волинська	232,37	1299	0,56	229	0,10	665
4	Дніпропетровська	608,02	1740	0,29	258	0,04	330
5	Донецька	849,50	4946	0,58	1617	0,19	764
6	Житомирська	380,47	2870	0,75	515	0,14	895
7	Закарпатська	303,01	911	0,30	237	0,08	380
8	Запорізька	351,67	827	0,24	232	0,07	328
9	Івано-Франківська	340,77	972	0,29	347	0,10	383
10	Київська	525,56	2614	0,50	451	0,09	585
11	Кіровоградська	318,77	149	0,05	19	0,01	53
12	Луганська	518,39	1793	0,35	231	0,04	388
13	Львівська	453,59	1336	0,29	430	0,09	390
14	Миколаївська	269,96	1456	0,54	623	0,23	780
15	Одеська	481,42	4258	0,88	1314	0,27	1150
16	Полтавська	422,61	1389	0,33	210	0,05	380
17	Рівненська	261,67	1414	0,54	235	0,09	635
18	Сумська	330,84	1836	0,55	270	0,08	638
19	Тернопільська	285,86	897	0,31	490	0,17	485
20	Харківська	495,53	4177	0,84	547	0,11	970
21	Херсонська	285,76	1011	0,35	323	0,11	475
22	Хмельницька	380,42	1566	0,41	309	0,08	494
23	Черкаська	429,24	2728	0,64	590	0,14	750
24	Чернівецька	246,17	977	0,40	286	0,12	509
25	Чернігівська	393,51	836	0,21	100	0,03	238
26	м. Київ	33,68	356	1,06	6	0,02	109
27	м. Севастополь	30,10	86	0,29	54	0,18	470
Усього по Україні		10313,00	46449	0,45	10962	0,11	557 (середнє)

Товща просадкових лесових ґрунтів була обводнена до ступеню вологості 0,9-0,99 на значну висоту.

Із збільшенням вологості іде геологічний процес деградації лесу, змінюється його будова і властивості.

Під впливом природного і техногенного зволоження деградують замочені леси півдня і південного сходу України і лесоподібні ґрунти центральних областей.

У лесах процес іде інтенсивніше, з радикальними наслідками. *Леси мають стовпчасту структуру, вертикальну пористість.* Їх стійкість при короткочасному замочуванні забезпечується малорозчинними солями кальцію і магнію. Вода, швидко проходячи крізь вертикальні пори, їх не розчиняє.

Більш довге замочування частково розчиняє, знижуючи міцність зв'язків. Від власної ваги і зовнішнього навантаження відбувається просідання, частина пор закривається, стовпчаста структура зникає. Не до кінця розчинені плівки солі зберігають залишкову пористість ґрунту і його властивості як твердого тіла.

Деградація, з розчиненням солей і перетворенням ґрунту в пливунну ґрунтову масу, здійснюється при подальшій дії проточної води.

Тип пливуну, утвореного лесом, залежить від його складу. Більший вміст глинистих частинок дає справжній пливун, де колоїдні частинки заважають контактам між твердими частинками, а надлишкова енергія поверхневого шару колоїдно-дисперсної системи перешкоджає зневодненню. Пливун «не віддає» воду, дренаж потребує спеціальних електрохімічних методів впливу.

Леси Дніпра за складом утворюють справжні пливунуни, а лесові супіски Києва, можливо, утворюють фільтраційні пливунуни, але експерименти не проводились.

На теперішній час лесові основи безпосередньо під будівлями зберігли просадкові властивості, а у нижніх шарах деградували і набули властивостей непросадкової пливунної нерівноваженої механічної системи.

Досвід Дніпра і інших міст, де лес давно обводнений на велику висоту, і в нижніх шарах повинна завершитись деградація, показав, що це не дало великого нерівномірного просідання (як при локальних замочуваннях) і рівномірне опускання земної поверхні було менше розрахункового (лес поводить як непросадковий слабкий ґрунт).

Для будівель і споруд, що навантажують таку систему, розташовану на глибині, небезпеку являють додаткові навантаження, динамічні і від об'єктів, що зводяться поряд.

Ще більш небезпечні такі системи на крутих схилах. Прорив стисненого пливуну може стимулювати локальне пошкодження схилу. Так було на масиві Тополя-1 у Дніпропетровську (1997 р.).

Комплексний аналіз моніторингових, картографічних, дистанційних та інших матеріалів щодо зміни стану геотехнічних систем засвідчив, що потужне техногенне навантаження на геосистеми призводить також до **стійких змін інженерно-сейсмогеологічних умов** переважно внаслідок розвитку підтоплення, активізації зсувів і техногенного карсту (соледобувні комплекси Карпатського регіону, Причорномор'я, АР Крим). Це зумовлює потребу уточнення інтенсивності сейсмічного впливу з огляду на його збільшення за умови наближення рівнів ґрунтових вод до фундаменту споруд або підтоплення порід основи та орієнтації сейсмохвилі щодо фронту зсувного тіла. Тобто внаслідок потужного техногенезу на більшій частині території України потрібно зважати на приріст сили сейсмічного впливу на 1–2 бали залежно від комплексу негативних чинників. Навіть у слабосейсмічних районах фіксують підвищення сейсмонебезпеки під впливом техногенного навантаження і погіршення інженерно-геомеханічного стану ґрунтів під фундаментами чималих споруд.

До нового чинника формування сейсмічного складника інженерно-геологічних умов можна зарахувати зниження геомеханічної стійкості лесових слабопроникних порід у основі підтоплених фундаментів.

Водозабір з карстових порід за рахунок зменшення концентрації солей обумовив **прискорення протікання карстових процесів** у Тернопільській, Львівській, Чернівецькій областях у декілька десятків разів. За останні роки у цих областях зруйновані карстовими процесами 400 житлових будинків (переважно сільських).

Обводнення активізувало і суфозійні процеси у Києві, Луцьку, Харкові.

Суттєво змінилось протікання зрушення порід над гірськими виробками Донбасу. Збільшення глибини розробки глобалізувало цей процес. У нього зросла руйнівність.

2. Особливості проектування при певних особливих умовах і впливах

❖ Неоднорідні за стисливістю ґрунти.

Складні інженерно – геологічні умови майданчику будівництва характеризуються не тільки складом, а і розташуванням ґрунтових нашарувань їх основ, які схильні до значного і нерівномірного деформування під впливом навантажень на них.

Неоднорідність стисливості основи оцінюється **ступенем мінливості стисливості α_E** , який оцінюється як відношення найбільшого значення приведенного по глибині модуля деформації ґрунтів, E_{\max} , в межах плану будівлі або споруди до найменшого значення, E_{\min} .

Швець В. Б. за результатами спостережень за осіданнями фундаментів і деформаціями крупнопанельних будинків в Україні і на Уралі, які найбільш чутливі до нерівномірних деформацій основи, пропонує розділяти основи у залежності від ступеню мінливості стисливості α_E на такі види:

- практично однорідні ($\alpha_E \leq 1,5$);
- неоднорідні ($1,5 < \alpha_E \leq 2,5$);
- дуже неоднорідні ($\alpha_E > 2,5$).

На неоднорідних основах для зменшення нерівномірності деформацій конструкцій будівель рекомендується влаштовувати залізобетонні пояси жорсткості в рівні верху фундаментів або розподільчі подушки з жорстких матеріалів (пісок, щебінь) товщиною до 1 м.

На дуже неоднорідних основах ефективним є улаштування двох залізобетонних поясів жорсткості: на рівні верху фундаментів і на рівні цоколя.

Якщо мінливість стисливості спричинена слабкими водонасиченими ґрунтами, корисним є порядок зведення, при якому після кожного поверху

дається витримування на умовну стабілізацію осідання протягом двох- трьох тижнів.

При будівництві на насипних ґрунтах зменшенню нерівномірності деформацій сприяє улаштування поверхневого ущільнення.

❖ **Засолені ґрунти** характеризуються:

- при тривалій фільтрації води і вилужуванні солей **суфозійним осіданням**

$$s_{sf} = \sum \varepsilon_{sf,i} h_i ,$$

де $\varepsilon_{sf,i}$ – відносне суфозійне стиснення і-го шару ґрунту при тискові p_i ;

h_i – товщина і-го шару засоленого ґрунту.

За результатами компресійних випробувань відносне суфозійне стиснення визначається за формулою

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{ng}},$$

де h_{ng} – висота зразка природної вологості при тискові $p_l = \sigma_{zg}$;

$h_{sat,p}$ – висота того ж зразка після замочування при тискові $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

$h_{sf,p}$ – висота того ж зразка після тривалої фільтрації води і вилужування солей при тискові p .

- зміною у процесі вилужування солей фізико-механічних властивостей (як правило зниження характеристик міцності);

- набряканням або просіданням при замочуванні;

- підвищеною агресивністю підземних вод до матеріалів фундаментів.

Методи будівництва на засолених ґрунтах:

- конструктивні заходи з пристосування конструкцій до нерівномірних деформацій;

- часткова або повна заміна засолених ґрунтів **глинистими**;

- прорізання засолених ґрунтів глибокими фундаментами;

- закріплення або ущільнення ґрунтів;

- попереднє розсолювання ґрунтів (замочування + піщані дрени з подальшим ущільненням);
- комплекс заходів (водозахисні, конструктивні, ґрунтові подушки).

❖ **Елювіальні ґрунти** (продукти вивітрювання, що залишились на місці свого утворення).

Елювій - своєрідний генетичний тип континентальних утворень, якому притаманний ряд характерних ознак: залягає на місці розпаду материнської породи; має нерівну кишениподібну нижню межу, тому що заповнює усі тріщини в материнській породі; позбавлений ознак шаруватості; неоднорідний по вертикалі і в плані; ступінь змінювання материнської породи углиб зменшується.

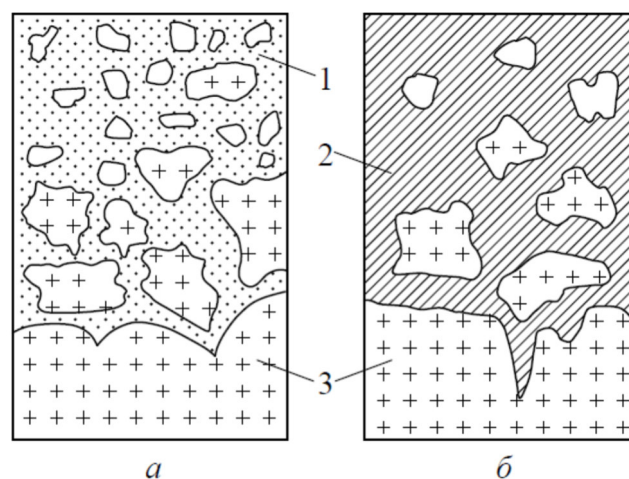


Рис. 2.6. Елювій при вивітрюванні:
a – фізичному; *б* – хімічному; 1 – пісок;
 2 – глина; 3 – корінна порода

Важливою властивістю цих відкладів є те, що вони залягають на тій породі, з котрої вони утворились. Найчастіше зустрічається елювій магматичних, метаморфічних і скельного типу осадових порід. Елювіальна товща (кора вивітрювання) має потужність від часток метра до кількох десятків метрів. Склад елювію досить різноманітний та зумовлений як видом корінної породи, так і характером вивітрювання. Якщо корінна порода магматична й переважає фізичне вивітрювання, то елювій буде складатися з піску, жорстви, щебеню та великих уламків. Коли переважає хімічне

вивітрювання, то елювій, що залишився на тій же корінній породі, буде представлений глинястими породами з уключенням уламкового матеріалу (рис. 2.6).

Елювій може служити достатньо міцною основою для фундаментів, але внаслідок попадання побутових та виробничих вод у ньому можлива активізація хімічних процесів, що приводить до нерівномірних деформацій споруд. Він характеризується:

- значною неоднорідністю по глибині і в плані;
- схильністю до зниження міцності у відкритих котлованах;
- можливістю переходу у пливунний стан (супіски і пилуваті піски) при водонасиченні;
- можливою наявністю просадкових властивостей.

Методи будівництва на елювіальних ґрунтах:

- улаштування ущільнених розподільчих подушок з піску, гравію, щебеню при нерівній поверхні скельних ґрунтів;
- видалення з верхньої зони основи включень скельних ґрунтів, повна або часткова заміна пухкого заповнення «кишень» і «гнізд» вивітрювання у скельному ґрунті щебенем, гравієм або піском з ущільненням.

❖ **Намивні ґрунти.**

Фундаменти об'єктів на основах, що складені намивними ґрунтами, слід проектувати з урахуванням: неоднорідності нашарувань (багатошаровість, мінливість складу і властивостей по глибині та у плані), здатності змінити фізико-механічні властивості у часі, у тому числі внаслідок коливань рівня підземних вод, чутливості до вібраційних впливів, можливих осідань підстильних шарів основи.

Якщо в складі намитого ґрунту або під ним є заторфований чи слабкий шар або товща намивних ґрунтів підстеляється біогенними ґрунтами чи мулами, необхідно додатково враховувати вимоги проектування з урахуванням слабого підстильного шару.

Для основи, складеної з намитого та природного ґрунту, слід урахувати осідання підстильних шарів та самоущільнення намитого ґрунту.

Повну деформацію основи, складеної намитими ґрунтами, обчислюють підсумовуванням осідань основи від зовнішнього навантаження, самоущільнення товщі намитого ґрунту та додаткових осідань за рахунок незавершеної консолідації завантажених намитом підстильних шарів основи.

❖ **Проектування на здимальних ґрунтах.**

Фундаменти на основах, які складені здимальними ґрунтами, необхідно проектувати з урахуванням впливів сил та/чи деформацій морозного здимання на фундаменти і заглиблені чи підземні частини об'єктів.

Впливи виникають внаслідок здатності здимальних ґрунтів змінюватись в об'ємі: збільшуватися при сезонному промерзанні і зменшуватись - при відтаванні.

Впливи проявляються: підняттям поверхні ґрунту і виникненням дотичних сил морозного здимання при замерзанні; осіданням, знещільненням та зниженням несучої здатності ґрунту - при відтаванні.

При закладанні фундаментів нижче розрахункової глибини промерзання необхідно виконувати розрахунок стійкості фундаментів на дію дотичних сил морозного здимання.

При закладанні фундаментів вище розрахункової глибини промерзання (малозаглиблені фундаменти) необхідно виконувати розрахунок деформацій морозного здимання ґрунтів основи з урахуванням дотичних та нормальних сил морозного здимання.

Якщо розрахункові деформації малозаглиблених фундаментів від дії сил морозного здимання основи більше граничних або стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання недостатня, окрім можливості зміни глибини

закладання фундаменту, слід розглядати доцільність застосування інженерних заходів для зменшення сил та деформацій морозного здимання.

Заходи	Реалізація заходів
Інженерно-меліоративні	Поверхнєве водовідведення, планування ділянки; захист основи від зволоження; влаштування якісного вимощення; мінімальний об'єм розпушення ґрунту; ретельне ущільнення ґрунту зворотного засипання; влаштування глинистого замка.
Конструктивні	Правильне визначення глибини закладання фундаменту; зменшення поверхні змерзання шляхом застосування пальових фундаментів з розширеними (анкеруваннями) у нижній частині; обсіпання фундаментів із боків піском, гравієм, шлаком; влаштування фундаментів із похилими бічними поверхнями; заміна ґрунту, схильного до випинання, нижче від підшви фундаменту або рост-верку.
Термічні або хімічні	Утеплення ґрунту; покриття бічної поверхні фундаменту бітумом, соляровим мастилом або полімерною плівкою; просочування поверхні фундаменту водовідштовхуючими речовинами; використання хімічних речовин для зниження температури замерзання ґрунту.

❖ **Проектування на закарстованих територіях.**

Фундаменти об'єктів, основи яких складені ґрунтами, здатними до карстоутворення, повинні проектуватись з урахуванням карстових або карстово-суфозійних деформацій (далі - карстових деформацій) та особливостей розвитку карстових процесів.

Проектування з карстопроявами на поверхні (відкритий карст) або в масиві ґрунту (покритий карст) слід виконувати в залежності від розподілення карстових деформацій за геометричними розмірами, інтенсивністю прояву і параметрами, що їх характеризують:

- діаметр карстового провалу;
- ширина ослабленої зони навколо провалу;
- радіус кривизни поверхні осідання;
- розміри в плані та глибина карстових просідань;
- діаметр та глибина розташування у масиві ґрунту карстової порожнини;
- розміри та глибина розташування у масиві ґрунту розущільнених зон;

- інтенсивність прояву карстових деформацій по площі (кількість карстових провалів, порожнин чи просідань на одиницю площі території);
- інтенсивність прояву карстових деформацій у часі (кількість карстових провалів, порожнин чи просідань за одиницю часу).

Параметри карстопроявів із прогнозом щодо їх можливих змін внаслідок гідрогеологічних умов та/чи техногенних впливів повинні визначатись на стадії проведення інженерно-геологічних вишукувань.

При проектуванні нових об'єктів на закарстованих територіях слід передбачати заходи захисту території, що виключають можливість виникнення карстових деформацій, або зменшити їх несприятливий вплив на споруди згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на закарстованих територіях.

Мета протикарстового захисту – запобігання, усунення або зниження до допустимого рівня негативного впливу на об'єкти діючих та потенційно можливих небезпечних карстових процесів. Принцип відповідності заходів з інженерного захисту характеру проявів карстових процесів досягається порівнянням масштабів цих заходів з масштабами наслідків можливих проявів цих процесів. При їх невідповідності інженерні заходи не досягають мети або тягнуть за собою невиправдано великі витрати.

До геотехнічних заходів відносяться:

- тампонування карстових порожнин і тріщин;
- влаштування компенсуючих ґрунтових подушок;
- закріплення закарстованих порід і (або) покривних ґрунтів ін'єкцією цементацийних розчинів або іншими способами.

Якщо вжиття заходів не виключає повністю можливість утворення карстових деформацій або з технічних чи економічних причин неможливе вжиття цих заходів, повинні використовуватись методи конструктивного захисту споруд.

При проектуванні об'єктів на площадках, де закарстовані шари знаходяться на глибині до 80 м, необхідно передбачати ліквідацію карстових порожнин.

❖ **Проектування в зоні динамічних впливів**

При проектуванні фундаментів за деформаціями і несучою здатністю основи будівельних об'єктів (нове будівництво або реконструкція), які розташовані в зоні впливів промислових підприємств, будівельних майданчиків, транспортних магістралей, відкритих кар'єрів із видобутку корисних копалин тощо, необхідно враховувати можливі техногенні динамічні впливи.

Джерела вібрації викликають розповсюдження в ґрунті хвиль, що діють на основу і фундаменти об'єктів, розташованих у зоні впливу.

Негативна дія вібрації проявляється у вигляді розуцільнення ґрунтів, нерівномірних осідань, наднормативних деформацій, виникнення нових або збільшення існуючих тріщин у конструкціях споруд.

Основними вимогами до проектування фундаментів об'єктів, основи яких розташовані в зоні розповсюдження джерел вібрації, є визначення безпечної відстані до джерела вібрації на підставі розрахунків несучої здатності і деформацій основ з урахуванням частот і амплітуд коливань фундаменту-джерела.

Розрахунки фундаментів за несучою здатністю основ у зоні дії джерел вібрації слід виконувати з урахуванням об'ємних сил інерції.

Осідання фундаментів при сумісній дії статичних та динамічних навантажень слід визначати з використанням динамічних характеристик ґрунту, отриманих за результатами випробувань вібраційними штампами, або за даними експериментальних випробувань фундаментів вібротомашинами.

При проектуванні фундаментів, які розташовані в зоні дії джерел вібрації, слід передбачати заходи щодо зниження параметрів динамічних впливів у

джерелі - зміна технологічного процесу, перенесення джерела коливань, віброізоляція (пружинні, гумові, комбіновані ізолятори тощо), улаштування екранів у вигляді стін або траншей на шляхах розповсюдження коливань від джерела, зміна маси фундаменту чи жорсткості основи, зрівноважування і балансування машин, зміна робочої частоти машин і механізмів, динамічні гасителі тощо.

За необхідності влаштування біля існуючих об'єктів (у т.ч. підземних споруд, трубопроводів, колекторів тощо) пальових фундаментів або шпунтового огороження, що занурюють забиванням або за допомогою вібрації, слід урахувувати додаткові деформації основи існуючих фундаментів від динамічних впливів.

Допустимість їх застосування і безпечну відстань до існуючих об'єктів визначають за результатами інструментальних вимірювань коливань при пробному зануренні паль чи шпунта.

При реконструкції об'єктів у зоні дії джерела вібрації необхідно проводити вібраційні обстеження для визначення динамічних характеристик об'єкта та частот і амплітуд коливань ґрунту, отримання фактичних даних про коливання ґрунту і фундаментів, а також прогнозу рівнів коливань об'єкта, що реконструюється.

Висновок за результатами вібраційних обстежень фундаментів, плит перекриттів, стін об'єктів повинен містити дані про умови їх нормальної експлуатації і допустимі рівні коливань або рекомендації щодо зменшення рівня коливань чи захисту від дії вібраційних навантажень.

При будівництві (реконструкції) об'єктів, розташованих у зоні впливу вібрацій при функціонуванні метрополітену, необхідно передбачати заходи захисту:

- у джерелі - віброізоляція або зниження рівня коливань згідно з ДБН В.2.3-7 шляхом улаштування додаткової залізобетонної плити, динамічних гасителів, віброізоляції колій тунелю тощо;

- у середовищі-провіднику - улаштування "стіни в ґрунті", віброзахисного екрана тощо;

- в об'єкті - улаштування вертикальної та горизонтальної віброізоляції, плаваючої підлоги, використання звукозахисних матеріалів тощо.

Примітка 1. Захисні зони відчуження для автодоріг і метрополітену мілкого закладання забезпечують захист об'єктів до рівня санітарних норм.

Примітка 2. При проходженні наземної або підземної магістралі на відстані ближче ніж 40 м від існуючого об'єкта слід проводити спеціальні експериментально-теоретичні дослідження для оцінки рівня коливань ґрунту, фундаментів, перекриттів і розробки заходів захисту (за необхідності).

❖ **Проектування в умовах щільної забудови**

До розташованих в умовах щільної забудови слід відносити об'єкти, в основах яких зони напружень і переміщень (визначені як для незалежних, окремо розташованих об'єктів) перетинаються, а також випадки будівництва багатосекційних будинків, що споруджуються чергами. При цьому зведення кожної черги (секції або кількох секцій) слід розглядати як будівництво нового об'єкта біля існуючого.

У проектах фундаментів об'єктів, які розташовані в умовах щільної забудови, необхідно передбачати забезпечення: збереження експлуатаційних якостей існуючих споруд, розташованих поряд та на прилеглий території в зоні впливу нового будівництва; стійкості території в умовах складного рельєфу і наявності інженерно-геологічних особливостей (карст, підтоплення, підземні виробки, зсуви); захисту навколишнього середовища від негативних впливів нового будівництва.

Особливості інженерних вишукувань

До складу інженерних вишукувань на стадії розроблення проектною документації для нового будівництва в умовах існуючої забудови повинні включатись додаткові роботи з урахуванням їх особливостей:

- проведення інженерно-геологічних вишукувань не тільки на ділянці забудови, але і на навколишній території у потенційно можливій зоні впливу

будівництва;

- натурне обстеження технічного стану, включаючи стан фундаментів і основи, споруд у зоні впливу нового будівництва;

- геодезичні спостереження існуючих об'єктів, території в зоні впливу нового будівництва, стабільних елементів ситуації;

- обмірні роботи з визначення натурних габаритів споруд, прилеглих до ділянки будівництва, з визначенням відстані між об'єктами.

Фіксацію дефектів існуючих об'єктів у зоні впливу нового будівництва проводять з метою: виключення можливості віднесення дефектів, що існували до початку будівництва, до таких, що виникли в результаті несприятливого впливу нового будівництва; вибору типу фундаментів та розроблення проекту і способу виконання робіт, що забезпечать нормальну експлуатацію існуючих об'єктів, а в необхідних випадках розроблення проекту їх підсилення; розроблення (за необхідності) заходів захисту від негативних впливів нового будівництва.

Конструктивні рішення та заходи захисту

Для зниження впливу нового будівництва на існуючі об'єкти слід використовувати заходи щодо зниження додаткових навантажень на основу у зоні впливу:

- улаштування розриву між об'єктами;

- зниження кількості поверхів нового об'єкта, що примикає до існуючого (всього об'єкта або частини в зоні примикання);

- застосування в новому об'єкті конструкцій із полегшених матеріалів;

- улаштування в зоні примикання проїзду заввишки 1-2 поверхи;

- улаштування стрічкових фундаментів нового об'єкта перпендикулярно до фундаментів стін у зоні примикання;

- улаштування огороження котловану у вигляді шпунтової стіни або паль у ґрунті різних конструкцій;

- застосування консольних фундаментів у зоні примикання;

- улаштування нових фундаментів методом "стіна в ґрунті";
- виключення заглиблених частин нових об'єктів, підвалів у зоні примикання;
- виключення складної форми примикання;
- улаштування нових фундаментів із паль, що зменшують додаткові навантаження, виключають динамічні впливи (палі, що занурюють через лідерні свердловини, вдавлюють або загвинчують, буронабивні палі в трубі тощо);
- укріплення в зоні примикання нових об'єктів ґрунтів основи шляхом цементації, силікатизації, смолізації, армування геоматеріалами тощо;
- влаштування роз'єднувальної стінки із шпунту або паль тощо.

За необхідності захисту, для забезпечення експлуатаційних якостей існуючих об'єктів, поблизу яких планується нове будівництво, у проекті слід передбачати:

- для фундаментів на природній основі - посилення основ, збільшення опорної площі, влаштування перехресних стрічок чи фундаментної плити, зміцнення фундаментної плити, посилення палями різних видів: буроін'єкційними, буронабивними, забивними або вдавлюваними, що складаються з коротких фрагментів до необхідної довжини;
- для пальових фундаментів - посилення (ремонт) паль, влаштування додаткових паль із розширенням ростверків, зміна конструкції пальового фундаменту за рахунок передачі навантажень від несучих конструкцій на додаткові палі з більшою несучою здатністю, влаштування перехресних стрічок чи суцільної залізобетонної плити на пальових фундаментах, розширення ростверків, посилення перерізу ростверків;
- улаштування огорожувальних конструкцій (пальові ряди з забіркою, шпунт, "стіна в ґрунті") різних конструкцій і способів виготовлення;
- попереднє закріплення ґрунтів (цементацією, силікатизацією, бурозмішувальним методом тощо) у зонах сполучення існуючого і нового

об'єктів;

- використання конструктивних рішень, що не створюють додаткових впливів на існуючі конструкції (рішення консольного типу, застосування паль вдавлюваних або загвинчуваних тощо).

Принципи проектування

Зону впливу нових фундаментів визначають розрахунком.

При виконанні розрахунків основ і фундаментів існуючих об'єктів, що піддаються впливу нового будівництва, слід урахувувати: зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів і гідрогеологічних умов у процесі сусіднього будівництва; додаткові навантаження і впливи з урахуванням їх найбільш несприятливих сполучень і характеру (послідовності) прикладання.

До складу особливих слід включати суму впливів від навантажень близько розташованих об'єктів, що будуються або реконструюються, змін гідрогеологічного режиму внаслідок зниження або підвищення рівня підземних вод.

Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за несучою здатністю основи (перша група граничних станів) в умовах щільної забудови слід виконувати згідно з розділом 7 у випадках:

- улаштування котлованів поблизу об'єктів;
- улаштування виробок і траншей (у тому числі під захистом тиксотропних розчинів) поблизу об'єктів;
- передачі на існуючі фундаменти додаткових навантажень і впливів;
- зниження планувальних позначок поблизу зовнішніх стін об'єктів;
- зміни порових тисків у ґрунтовому масиві при незавершеному будівництві.

Метою розрахунку за першою групою граничних станів є забезпечення міцності і стійкості основи, недопущення зрушення чи перекидання існуючих фундаментів при змінах умов експлуатації.

Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за деформаціями основи за другою групою граничних станів виконують у всіх випадках, якщо вони знаходяться в зоні впливу нового будівництва.

Додаткові деформації визначають у залежності від виду впливу у випадках:

- зміни гідрогеологічних умов;
- збільшення навантажень при будівництві нового об'єкта;
- влаштування поблизу об'єкта котловану чи зміни планувальних позначок;
- динамічних впливів.

Деформації фундаментів існуючого об'єкта при впливі нового будівництва повинні задовольняти вимоги:

$$s + s_d \leq s_{u,c}, \quad (1)$$

$$s_c = s + s_d, \quad (2)$$

де s – величина деформації фундаментів існуючого об'єкта, що виникла до початку дії впливів від нового будівництва;

s_d – додаткова (приріст) деформація фундаментів, викликана впливом нового будівництва;

s_c – повна деформація фундаментів існуючої будівлі (споруди) з урахуванням впливу нового будівництва та збільшення вертикальних напружень, викликаних сусіднім будівництвом.

Повна деформація в загальному випадку характеризується згідно з 7.6.4;

$s_{u,c}$ – граничне значення повної деформації фундаментів.

Граничне значення повної деформації фундаментів $s_{u,c}$ слід визначати як

$$s_{u,c} = \gamma_c s_u \quad (3)$$

де s_u – граничне значення деформації для нового будівництва;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, що призначають у залежності від стану будівлі згідно з визначенням нормативних документів з питань обстежень і приймають 1,0 - для I і II стану, 0,8 - для III стану.

Розрахунок деформацій слід проводити з урахуванням:

- виникнення додаткових ефективних напружень у ґрунті за рахунок підйому рівня підземних вод;

- зниження величин модуля деформації ґрунту при його водонасиченні;

- змін характеристик ґрунту за рахунок зважувальної дії води.

Деформації фундаментів існуючих об'єктів при тимчасовому чи постійному (дренаж) водозниженні поблизу них слід визначати від впливу виникаючих додаткових ефективних напружень у ґрунтах основи, викликаних зняттям зважувальної дії води.

Розрахунок осідань і горизонтальних зрушень існуючих фундаментів, викликаних деформаціями огорожувальних конструкцій при влаштуванні поблизу будинків підкріплених котлованів, для перевірки необхідності вжиття захисних заходів допускається проводити без урахування жорсткості елементів об'єкта.

Для визначення переміщень фундаментів існуючих об'єктів, що попадають у зону впливу, необхідно виконати розрахунок огорожувальних конструкцій згідно з розділом 6 і побудувати епюру їх горизонтальних переміщень.

У випадку, якщо існуючий фундамент попадає в призму активного тиску ґрунту, слід вважати, що його переміщення безпосередньо залежать від величин горизонтальних зсувів огорожувальної конструкції.

Якщо проектом нового об'єкта не передбачене обпирання його конструкцій на конструкції існуючого об'єкта, слід влаштовувати осадочний шов між новим об'єктом і існуючим.

У випадку влаштування тимчасового анкерного кріплення огороження котловану споруджуваного об'єкта слід урахувати можливість його впливу на деформації фундаментів поруч розташованих існуючих об'єктів за рахунок: технології виконання бурових робіт, додаткових зусиль, переданих на основу при натягу анкерів, а також за рахунок повзучості коренів анкерів у процесі екскавації котловану.

Величини додаткових деформацій фундаментів існуючих об'єктів при розташуванні коренів анкерів у межах стислої товщі їх основи, а також у випадку можливості передачі на фундаменти додаткових горизонтальних складових навантажень повинні оцінюватись розрахунками з використанням методів математичного моделювання.

Конструкції, розміри і взаємне розміщення фундаментів нових об'єктів, призначених для зведення поблизу існуючих, повинні призначатись згідно з 11.3.10, 11.3.14 і 11.3.15 та урахуванням можливих додаткових нерівномірних деформацій фундаментів і перекосів несучих конструкцій існуючих об'єктів, викликаних додатковим осіданням.

За необхідності закладання фундаментів нового об'єкта в непідкріпленому котловані нижче позначки закладання існуючих фундаментів допустиму різницю позначок закладання Δh визначають виходячи з умови забезпечення стійкості укосу.

Лекція 3.

Проектування будівель і споруд на просадкових грунтах

1. Загальна характеристика просадкових грунтів.
2. Загальні принципи проектування на просадкових грунтах.
3. Правила проектування споруд на просадкових грунтах.
4. Розрахунок основ за II групою граничних станів.

1 Загальна характеристика просадкових грунтів

До просадкових грунтів відносяться леси і лесоподібні суглинки, супіски і глини, в окремих випадках дрібні і пилуваті піски з підвищеною структурною міцністю, насипні глинисті ґрунти, відходи промислових виробництв, зольні відклади та ін.

Просадкові ґрунти і їх основні представники – лесові ґрунти – широко розповсюджені на території України (займають близько 80% території).

Причини просадковості

- 1) Висока пористість.
- 2) Мала водостійкість агрегатів, які складають ґрунт (розм'якшення).
- 3) Розчинення водою карбонатів (та ін. солей), які цементують зерна ґрунту.
- 4) Осмотичний тиск у товщах лесових ґрунтів.

Основним проявом просадковості є ущільнення ґрунту за рахунок переміщення і більш компактного укладання окремих частинок і їх агрегатів, завдяки чому знижується загальна пористість ґрунту до стану, що відповідає діючому тиску.

Необхідними умовами для прояву просідань в ґрунті є:

- 1) наявність навантаження від власної ваги ґрунту або фундаменту, що при зволоженні перебільшує сили зв'язності ґрунту;
- 2) достатнє зволоження, при якому в значній мірі знижується міцність ґрунтів.

При просіданні знижується міцність ґрунтів.

Види замочування ґрунтів

Просадкові явища в лесових та інших просідних ґрунтах протікають по-різному в залежності від конкретних гідрогеологічних умов.

Основні джерела замочування і підвищення вологості просідних ґрунтів такі:

- витікання із комунікацій і технологічних пристроїв;
- атмосферні опади; фільтрація води із зрошувальних каналів;
- зміна умов аерації при забудові територій;
- підвищення рівня ґрунтових вод та ін.

Всі ці джерела замочування можуть виникати в різний період будівництва чи експлуатації будівель і споруд.

Різний характер, різна інтенсивність замочування викликають і різний характер замочування просадкових ґрунтів:

1) місцеве замочування зверху, яке приводить до просідання ґрунту на обмеженій площі в верхній частині товщі, або рідше - на усю глибину просадкової товщі;

2) інтенсивне замочування зверху протягом тривалого часу, внаслідок чого відбувається замочування ґрунту на всю просідаючу товщу і відбувається повне проявлення просідань як від власної ваги ґрунту, так і від навантажень фундаментів;

3) підняття рівня ґрунтових вод, які викликають просідання нижніх шарів ґрунту переважно від їх власної ваги;

4) повільне підвищення вологості просадкових ґрунтів, яке викликане порушенням природних умов випаровування ґрунтової вологи внаслідок забудови та асфальтування території і поступове накопичення вологи при інфільтрації в ґрунт поверхневих вод.

Характеристики просадковості

Коефіцієнт пористості. За коефіцієнтом пористості лесові ґрунти підрозділяють на низькопористі ($e \leq 0,8$) та високопористі ($e > 0,8$).

Відносна просадковість (ε_{sl}) показує відношення зміни товщини ґрунту при його зволоженні під заданим тиском до його початкової товщини (зволоження до повного водонасичення). За характером впливу зволоження лесові ґрунти ділять на непросадкові ($\varepsilon_{sl} < 0,01$) та просадкові ($\varepsilon_{sl} \geq 0,01$).

Початковий просадковий тиск (p_{sl}) – мінімальний тиск, при якому проявляються просадкові властивості ґрунтів в умовах їх повного водонасичення.

За p_{sl} приймається:

- при лабораторних випробуваннях ґрунту в компресійних приладах – тиск, при якому $\varepsilon_{sl}=0,01$;
- при польових випробуваннях штампами попередньо-замочених ґрунтів – тиск, рівний границі пропорційності на графіку «навантаження-осідання»;
- при замочуванні ґрунту в дослідних котлованах – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині, починаючи з якої починається просідання ґрунту від власної ваги.

($p_{sl} \cong 20-300$ кПа).

Початкова просадкова вологість (w_{sl}) - вологість, при якій просадкові ґрунти, що знаходяться під навантаженням, починають проявляти просадкові властивості.

При збільшенні тиску w_{sl} зменшується.

2 Загальні принципи проектування на просадкових ґрунтах

У просідаючих ґрунтах при замочуванні спостерігаються деформації просідання, які передаються будівлям. Для забезпечення надійної роботи

будівель на просідаючих ґрунтах необхідно розуміти принцип деформації ґрунту і уміти визначати зусилля і переміщення, що передаються на будівлі, т.з. деформаційні впливи. Необхідно визначати деформаційні впливи при різних нашаруваннях ґрунту, для будь-якої форми області замочування.

При проектуванні будівель на основах, що складені просідаючими ґрунтами, повинні враховуватись:

- а) просідання від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$;
- б) просідання від власної ваги ґрунту $S_{sl,g}$;
- в) нерівномірність просідання ґрунтів ΔS_{sl} ;
- г) горизонтальні переміщення основи u_{sl} в межах криволінійної частини просадочної воронки при просіданні ґрунтів від власної ваги;
- д) втрата стійкості укосів і схилів;
- е) додаткові навантаження внаслідок утворення в ґрунтовій товщі водних куполів.

В залежності від прояву просідання від власної ваги ґрунту основи, слід розрізняти ґрунтові умови, в яких:

- а) виникає просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl,p}$, відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;
- б) виникають просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl,p}$ і власної ваги ґрунту в нижній зоні основи $h_{sl,g}$.
- в) зовнішнє навантаження на основу не викликає просідання в верхній зоні $h_{sl,p}$, має місце лише просідання в нижній зоні $h_{sl,g}$.

При проектуванні будинків і споруд на просідаючих ґрунтах необхідно враховувати:

- значення питомої ваги ґрунту γ при його насиченні водою до ступеня вологості $S_r \geq 0,8$ та з урахуванням зваженої дії води, які використовуються відповідно у зонах локального замочування та підйому рівня підземних вод, що прогнозується;

- значення характеристик міцності ґрунтів - кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення c при $S_r \geq 0,8$, внаслідок чого знижуються розрахунковий та граничний опори ґрунтів основи фундаментів у зоні замочування;

- просадочність ґрунтів основи ε_{sl} , яка визначається у діапазоні діючих сумарних напружень від власної ваги ґрунту і навантажень, які передаються системі фундаментів при їх замочуванні до $S_r \geq 0,8$;

- початковий тиск просідання ґрунтів p_{sl} при $S_r \geq 0,8$;

- нерівномірну стисливість основи, додаткові відносно різницю осідань фундаментів та крен будинку або споруди $i_{sl,p}$ внаслідок нерівномірних просідань ґрунту $s_{sl,p}$ від сумарних напружень, що виникають при дії навантажень системи їх фундаментів та поблизу розташованих об'єктів;

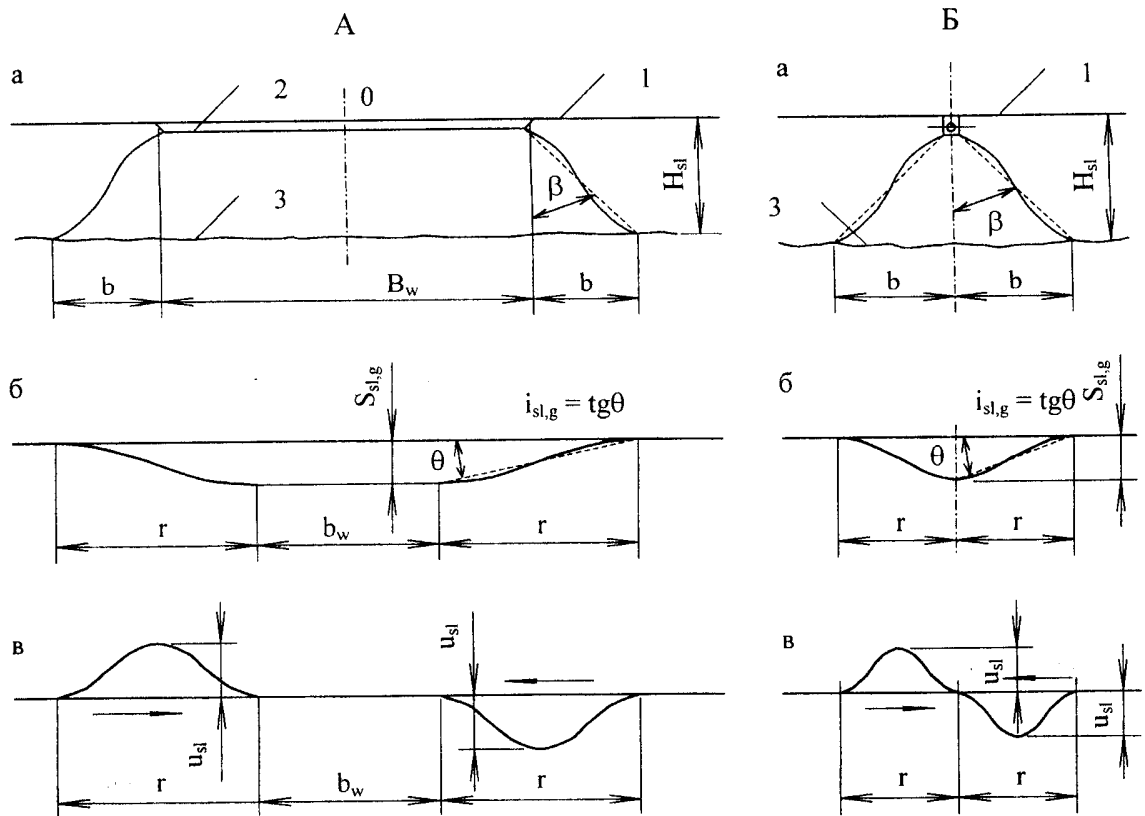
- просідання поверхні основи $s_{sl,g}$ від власної ваги ґрунту в межах товщі просідання H_{sl} на території забудови та спричинені нею додаткові викривлення (нахил земної поверхні $i_{sl,g}$, в межах розрахункової довжини криволінійної ділянки r , що діють на конструкції);

- відносні горизонтальні деформації розтягання або стиску поверхні ґрунтої товщі ε_u , спричинені просіданням від власної ваги ґрунту, які приводять до горизонтальних переміщень земної поверхні u_{sl} в межах розрахункової довжини криволінійної ділянки r .

- додаткові осідання поверхні основи S_d , спричинені деформаціями непросідаючих шарів ґрунту, якщо замочування призводить до зниження їх модулів деформації та додаткових кренів будинку або споруди.

Параметри деформування земної поверхні при просіданні ґрунтів, які подані **на рисунку 1** для локальних майданчикowego та точкового джерел замочування, розташованих біля поверхні землі, визначаються розрахунковим шляхом за даними інженерно-геологічних вишукувань згідно з додатком А (ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах).

При використанні спеціальних методів підготовки основи вказані параметри повинні бути відповідним чином відкориговані з урахуванням застосованого способу ліквідації властивостей просідання ґрунтів.

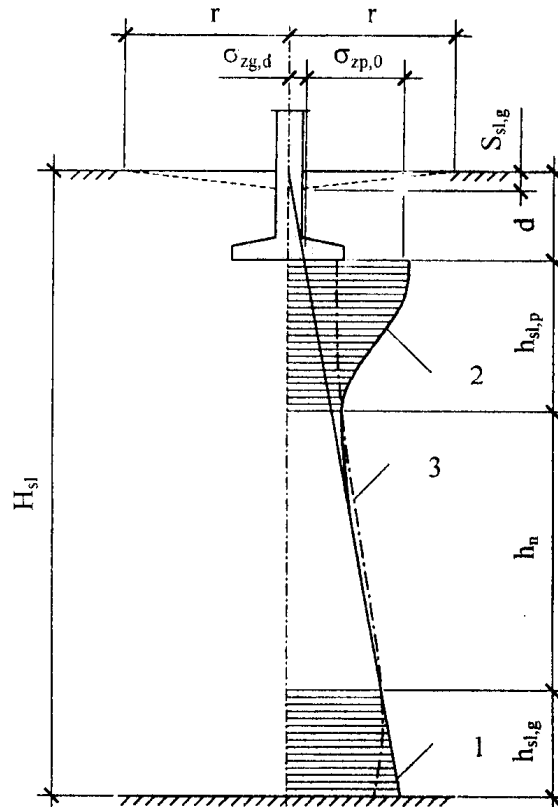


А - майданчикове джерело замочування; Б - точкове джерело замочування; а - поперечний розріз зони зволоження; б - крива просідання поверхні ґрунту; в - криві горизонтальних переміщень поверхні ґрунту; 1 - положення земної поверхні; 2 - площа замочування; 3 - нижня межа розтікання води; B_w - ширина площі, що замочується; b_w - ширина горизонтальної ділянки просідання; β - кут розтікання води; H_{sl} - товща просідання; r - розрахункова довжина криволінійної ділянки просідання від власної ваги ґрунту; $i_{sl, g}$ - нахил земної поверхні; b - ширина зони розтікання води; u_{sl} - горизонтальні переміщення земної поверхні.

Рисунок 1 - Характер розвитку деформацій земної поверхні у межах воронки просідання

При проектуванні будинків і споруд на просідаючих ґрунтах слід виходити з принципової розрахункової схеми просідаючої основи, яка включає

зони просідання: верхню $h_{sl,p}$ (від зовнішнього навантаження), нижню $h_{sl,g}$ (від власної ваги ґрунту) та розрахункову довжину криволінійної ділянки r просідання земної поверхні від власної ваги ґрунту (рисуюнок 2).



d - глибина закладання фундаменту; H_{sl} - глибина товщі просідання; $h_{sl,p}$ - верхня зона просідання ґрунту від зовнішнього навантаження; $h_{sl,g}$ - нижня зона просідання ґрунту від власної ваги; $\sigma_{zp,0}$ - вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на рівні підшви фундаменту; $\sigma_{zg,d}$ - вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на рівні закладання підшви фундаменту; 1 - розподілення вертикальних напружень від власної ваги ґрунту за глибиною; 2 - розподілення сумарних вертикальних напружень від власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 - зміна з глибиною початкового тиску просідання p_{sl} ; r - розрахункова довжина криволінійної ділянки просідання поверхні товщі від власної ваги.

Рисуюнок 2 - Схема основи (принципова) для розрахунку просідання під окремо розташованим фундаментом

У більшості випадків зони $h_{sl,p}$ і $h_{sl,g}$ зливаються, і в результаті по всій глибині товщі виникає зона деформування, у якій діючі напруження

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} > p_{sl} ,$$

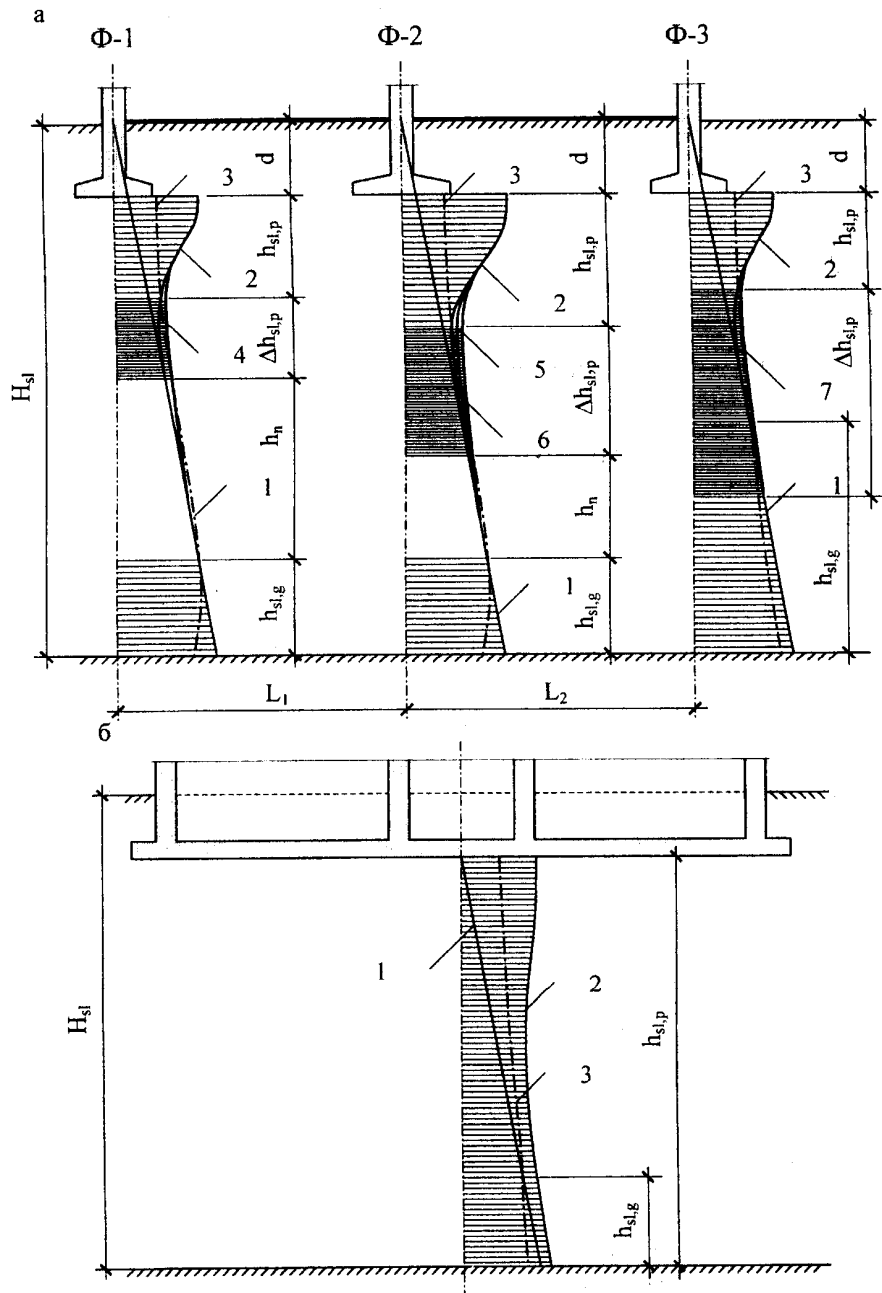
де $\sigma_z, \sigma_{zp}, \sigma_{zg}, p_{sl}$ - вертикальні напруження відповідно:
сумарне, від зовнішнього навантаження і від власної ваги ґрунтів;
початковий тиск просідання.

В залежності від розташування фундаментів у плані будинку чи споруди слід враховувати їх можливий взаємний вплив на формування глибини деформівної зони основи від навантажень, що розподіляються (довантаження основи), величина якої визначається відстанню між фундаментами та їх розмірами, інтенсивністю тиску під їх подошвами, стисливістю та розподільною здатністю ґрунтової товщі.

При розташуванні фундаментів будинку чи споруди на великих відстанях один від одного, коли взаємний вплив фундаментів не істотний, розрахункова схема основи приймається відповідно до рисунку 2.

При близькому розташуванні стрічкових, стовпчастих, плитних та інших фундаментів будинку чи споруди, незалежно від конструктивної схеми, слід враховувати їх взаємний вплив (взаємне довантаження), який викликає під ними збільшені інтенсивності напружень і відповідно глибини зони просідання від зовнішнього навантаження на величину $\Delta h_{sl,p}$ (рисунк 3, а), що може привести до зливання зон $h_{sl,p}$ и $h_{sl,g}$.

При фундаментах будинків і споруд у виді суцільної фундаментної плити, системи перехресних стрічок та ін., які працюють як єдина фундаментна конструкція, розрахункова схема основи під ними характеризується, як правило, накладанням зони просідання від зовнішнього навантаження $h_{sl,p}$ на зону просідання від власної ваги ґрунту $h_{sl,g}$ у відповідності зі схемою на **рисунку 3, б.**



$d, H_{sl}, h_{sl,p}, h_{sl,g}, 1, 2, 3$ - позначення аналогічні рисунку 2; $\Delta h_{sl,p}$ - додаткова глибина верхньої зони просідання від привантаження сусідніми фундаментами; 4 - розподіл сумарних вертикальних напружень від зовнішнього навантаження з урахуванням довантаження фундаментом Φ -2; 5, 6 - те саме з урахуванням довантаження фундаментами Φ -1 і Φ -3; 7 - те саме з урахуванням довантаження фундаментом Φ -2.

Рисунок 3 — Схема основи (принципова) для розрахунку просідання:

а - з урахуванням взаємного впливу системи фундаментів;

б - при суцільній зоні передачі зовнішнього навантаження (плита)

Проектування і розрахунок будинків і споруд за деформаціями та міцністю потрібно виконувати як для звичайних умов будівництва при природній вологості ґрунтів основи, а також при їх замочуванні з урахуванням просідання основи від навантаження будівлі $s_{sl,p}$, її крену $i_{sl,p}$, у верхній зоні та одночасно з урахуванням просідання $s_{sl,g}$, деформації нахилу $i_{sl,g}$ і горизонтальних переміщень земної поверхні u_{sl} основи, які виникають при просіданні ґрунтів від власної ваги в межах товщі просідання H_{sl} .

При цьому проектування і розрахунок будинків і споруд повинні виконуватись за умови

$$S \leq S_u (S'_u),$$

де $S = S_0 + S_p + S_g$ - розрахункова величина сумарної деформації будівлі сумісно з основою в реальних інженерно-геологічних умовах в залежності від:

S_0 — величина сумісних деформацій для ґрунтів природної вологості;

S_p - величина додаткових сумісних деформацій з урахуванням складу та об'єму підготовчих інженерних заходів на майданчику об'єкта щодо повного або часткового усунення властивостей просідання ґрунтів основи у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$ від зовнішнього навантаження;

S_g - величина додаткових сумісних деформацій з урахуванням параметрів викривлення земної поверхні внаслідок просідання ґрунтів основи від власної ваги;

S_u та S'_u - значення граничних сумісних деформацій в залежності від конструктивної системи будинку або споруди відповідно для випадків, коли конструкції об'єкта не розраховані або розраховані на зусилля, що виникають в них при взаємодії з основою, визначаються за **таблицею додатка Б**.

Для будинків жорсткої конструктивної схеми компоненти сумісних деформацій просідання зображені на рисунку 4.

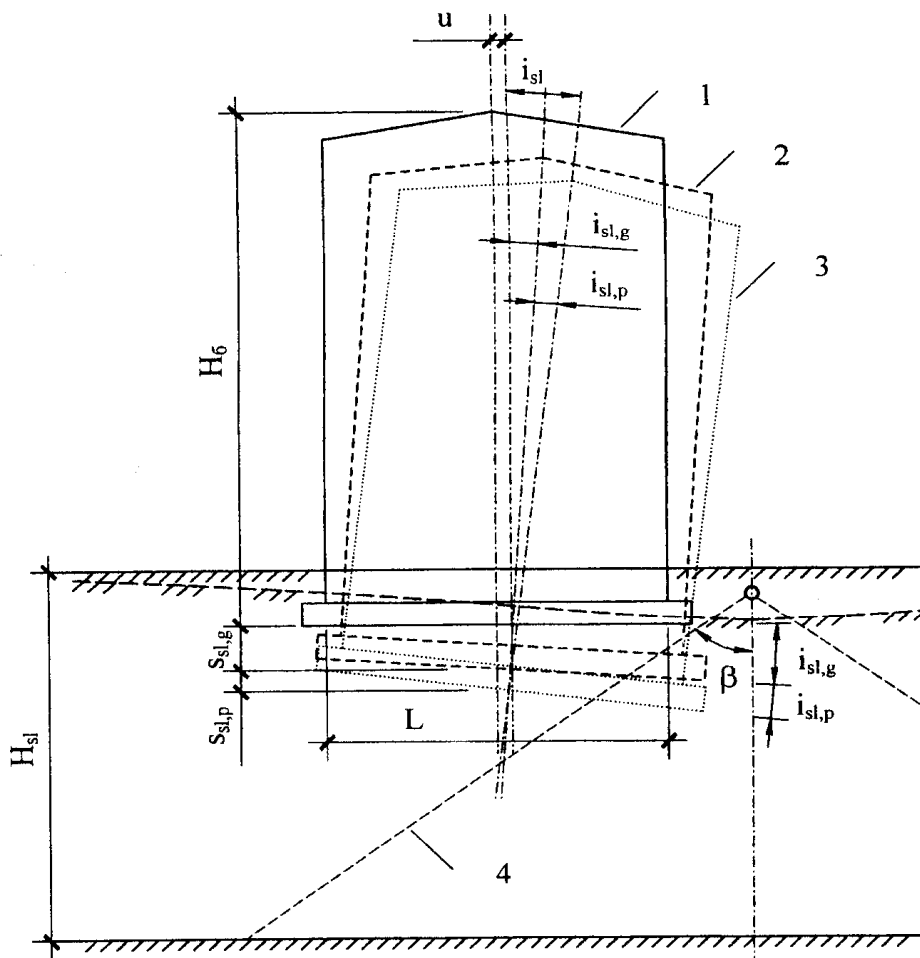


Рисунок 4 - Компоненти сумісних деформацій просідання основи і будинку при локальному замочуванні основи з лінійного джерела біля поверхні землі:

H_{sl} – глибина товщі просідання; r – розрахункова довжина криволінійної ділянки просідання поверхні товщі від власної ваги; $H_{бод}$ і L - висота і довжина будинку; $s_{sl,g}$ і $i_{sl,g}$ - просідання і нахил поверхні основи під будинком від власної ваги ґрунтів; u - горизонтальне переміщення будинку, що спричинене горизонтальними переміщеннями основи u_{sl} при просіданні від власної ваги ґрунтів; $s_{sl,p}$ і $i_{sl,p}$ - просідання і крен будинку від навантажень системи фундаментів; $i = i_{sl,g} + i_{sl,p}$ - крен будинку від просідання основи; 1, 2, 3 - розташування будинку у вертикальній площині відповідно: при природній вологості ґрунтів, при врахуванні тільки просідання від власної ваги ґрунтів та при врахуванні просідання від власної ваги ґрунтів і навантажень від будинку; 4 - верхня межа зони замочування товщі просідання із локального джерела під кутом розтікання води β

Нерівномірності осідань при локальних замочуваннях.

Утворення локальних зон замочування у плані будинку або споруди (у місцях вводів і випусків водонесучих та теплових мереж, при аварійних витіканнях, у приміщеннях з "мокрим" технологічним процесом та ін.) викликає нерівномірність осідань фундаментів окремих частин будинку чи споруди, яка, як правило, перевищує граничні значення для об'єкта, що проектується.

3.Правила проектування споруд на просадкових ґрунтах

У випадках повної ліквідації просадковості ґрунтів основи проектування наземної частини будинку виконується як для звичайних ґрунтових умов.

Каркасні будинки, що зводяться на основі комплексу заходів, слід проектувати, як правило, за піддатливими та комбінованими конструктивними схемами.

Піддатлива схема застосовується переважно для одноповерхових виробничих будинків, а також для великопрогонових одноповерхових будинків громадського призначення (спортивні зали, плавальні басейни, кіноконцертні споруди, виставкові павільйони, вокзали та ін.).

Багатоповерхові будинки громадського та виробничого призначення проектуються, як правило, за зв'язковими та рамно-зв'язковими схемами.

Комбінована конструктивна схема, що містить піддатливі та жорсткі конструктивні елементи, може застосовуватись при відповідному обґрунтуванні залежно від архітектурно-планувальних вирішень об'єкта, який проектується, та особливостей ґрунтових умов на майданчику будівництва.

Фундаменти багатоповерхових каркасних будинків зв'язкової схеми, що проектується на основі комплексу заходів, слід приймати у вигляді перехресних стрічок, переріз яких повинен визначатися розрахунком на дію нерівномірних деформацій основи, або у вигляді плитних фундаментів. При будівництві на

грунтах із групами складності умов 1-В та 2-В допускається при розрахунковому обґрунтуванні застосовувати стовпчасті фундаменти під стояками каркаса.

Стійкість багатопверхових будинків у поперечному і поздовжньому напрямках слід забезпечити затисненням колон у фундаментах, установкою між колонами вертикальних зв'язків, діафрагм жорсткості або влаштуванням жорстких вузлів з'єднання ригелів із колонами.

Деформаційні шви між відсіками слід проектувати у вигляді парних рам. Допускається влаштування шарнірно-рухомого обпирання прогонових конструкцій з компенсаторами та закладанням еластичним заповнювачем (пороіолом, поролоном, макропористою гумою тощо). Заповнення поздовжніх та поперечних швів між плитами покриття, горизонтальних та вертикальних швів між стіновими панелями слід виконувати еластичним теплоізоляційним матеріалом із зачеканенням внутрішньої і зовнішньої поверхонь цементним розчином

Безкаркасні будинки для спорудження із застосуванням комплексу заходів слід проектувати, як правило, за жорсткими конструктивними схемами:

- панельні - з поперечними, поздовжніми та торцевими несучими стінами і перекриттями з панелей, обпертих не менше ніж по трьох сторонах розміром на конструктивну чарунку; із внутрішніми та зовнішніми поздовжніми і торцевими несучими стінами, поперечними діафрагмами жорсткості і перекриттями з довгомірних настилів або панелей, що обпираються, в основному, по двох сторонах;

- великоблокові та цегляні - з поздовжніми несучими стінами і обпиранням елементів перекриттів по двох сторонах на поздовжні стіни. Допускаються конструктивні схеми великоблокових та цегляних будинків на поперечних несучих та поздовжніх самонесучих стінах із обпиранням перекриттів по двох сторонах.

Довжини відсіків будинків L , що будуються у ґрунтових умовах, де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту (із групами складності умов

будівництва 1-А, 1-Б) і де воно має місце (із групами складності умов будівництва 2-А, 2-Б, 2-В), слід приймати кратними довжинам житлових секцій, але не більше величини

$$L \leq 1,35H_{\text{б\у\д}}. \quad (8)$$

У ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, з групою складності умов будівництва 1-В довжина відсіків може прийматися як для будинків, що споруджуються у звичайних ґрунтових умовах.

Деформаційні шви між відсіками будинку повинні забезпечувати їх вільний крен при нерівномірних деформаціях основи.

Ширину деформаційних швів для забезпечення незалежної роботи відсіків слід призначати з розрахунку на горизонтальні переміщення і крени окремих частин (відсіків) будинку при просіданні ґрунтів від власної ваги і приймати рівною:

на рівні фундаменту при $r \geq L$

$$\alpha_d = \frac{\varepsilon_u(2rL - L^2 - 0,5r^2)}{L}; \quad (9)$$

на рівні фундаменту при $L/2 \leq r < L$

$$\alpha_d = \varepsilon_u r^2 / 2L; \quad (10)$$

на рівні карниза

$$\alpha_{II} = 2\alpha_d + \frac{2s_{sl,g}H_{\text{б\у\д}}\eta_\alpha}{r} \quad (11)$$

де L - довжина будинку (відсіку);

ε_u - значення відносної горизонтальної деформації.

У місцях розташування деформаційних швів повинні передбачатися парні утеплені поперечні стіни, що мають опір теплопередачі не менше $0,8 R_0^{TP}$ зовнішньої стіни.

Відсіки безкаркасних будинків, які проектуються на основі комплексу заходів, для будівництва в умовах, де має місце просідання від власної ваги

грунту, повинні мати, як правило, прямокутну в плані форму і наскрізні несучі або самонесучі зовнішні і внутрішні поздовжні і поперечні стіни.

Жорстка конструктивна схема фундаментно-підвальної частини будинку здійснюється шляхом влаштування перехресної системи стрічкових фундаментів, які мають монолітні або збірно-монолітні залізобетонні фундаментні подушки і **цокольний залізобетонний пояс поверх фундаментних блоків або стін підвалу** (на рівні перекриття над підпідлоговиим простором або підвалом). Фундаментно-підвальна частина жорстко з'єднується з наземними конструкціями будинку.

При різних відмітках закладання фундаментів слід влаштовувати фундаментний пояс під усім відсіком в одному рівні на найвищій відмітці закладання фундаментних подушок.

Відстані між поперечними стінами повинні бути не більше 1,5 ширини будинку за наявності середнього ряду колон замість внутрішньої поздовжньої несучої стіни і не більше двох ширин у будинках з трьома поздовжніми несучими стінами. У всіх випадках відстань між поперечними стінами не повинна перевищувати 18 м.

Для забезпечення просторової жорсткості будинків слід використовувати, крім стін торцевих і міжсекційних, стіни сходових кліток. При цьому одна із стін сходової клітки повинна бути продовжена на всю ширину будинку.

При розробці проектів для будівництва на товщах, **де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, необхідно передбачати усунення властивостей просідання ґрунтів** від зовнішнього навантаження у верхній зоні основи $h_{sl,p}$ шляхом ущільнення важкими трамбівками або влаштуванням ґрунтових подушок, улаштуванням фундаментів у витрамбованих котлованах, хімічним або термічним закріпленням ґрунтів, прорізанням товщі підземними поверхами або глибокими фундаментами із забивних, набивних або інших типів паль, стовпів або стрічок із закріпленого ґрунту, зниженням тиску на ґрунт під подошвами

фундаментів до величини початкового тиску просідання та ін. (група складності умов будівництва 1-B).

Часткове усунення властивостей просідання ґрунтів у верхній зоні товщі просідання $h_{sl,p}$ допускається застосовувати тільки у поєднанні з водозахисними та конструктивними заходами.

Ущільнення важкими трамбівками ґрунтів зі ступенем вологості $s_r \leq 0,7$ та щільністю $\rho_d \leq 1,55$ т/м³ передбачається з метою:

- усунення властивостей просідання ґрунтів у межах усієї або частини верхньої зони просідання від зовнішнього навантаження;
- створення в основі будинку або споруди суцільного маловодопроникного екрана, який перешкоджає замочуванню зверху просідаючих ґрунтів нижнього шару;
- підвищення щільності та характеристик міцності, а також зменшення стисливості ґрунтів за можливого їх водонасичення.

Ущільнення важкими трамбівками може застосовуватися у залежності від ваги трамбівки і висоти її скидання при розташуванні майданчика, що ущільнюється, на сейсмонебезпечній відстані від існуючих будинків і споруд з урахуванням їх технічного стану, а також наявності інженерних комунікацій, виконаних з чавунних, керамічних азбестоцементних та залізобетонних труб.

Ґрунтові подушки застосовуються у випадках, коли ущільнення важкими трамбівками неможливе:

- при ступені вологості просідаючих ґрунтів в основі фундаментів $S_r > 0,7$ для створення в основі фундаментів ущільненого шару більшої товщини ніж при ущільненні важкими трамбівками;
- при розташуванні будівельного майданчика на відстані, що менше допустимої за умови безпеки навколишньої забудови при динамічних впливах від ущільнення важкими трамбівками;
- за відсутності механізмів для застосування важких трамбівок.

При підготовці ущільненого масиву великої товщини у залежності від наявного обладнання, величини товщі просідання і конструктивного рішення об'єкта потрібно передбачати влаштування двошарової основи, що складається із нижнього шару ґрунту, ущільненого важкими трамбівками або ґрунтонабивними палями, і верхнього у виді ґрунтової подушки.

Застосування стрічкових, плитних та інших фундаментів мілкового закладання без повного або часткового усунення властивостей просідання ґрунтів у зоні $h_{sl,p}$ не допускається.

До складу водозахисних заходів входять:

- компоновка генерального плану;
- вертикальне планування території, що забудовується;
- влаштування під будинками екранів із ущільненого ґрунту (при будівництві на основі комплексу заходів);
- якісне ущільнення зворотної засипки пазах котлованів і траншей;
- влаштування вимощень по зовнішньому периметру будинків і споруд;
- прокладання зовнішніх і внутрішніх водонесучих комунікацій із заходами щодо запобігання можливості витікання з них води в ґрунт та забезпечення контролю комунікацій, їх ремонту, скиду аварійних вод;
- розміщення газонів та зелених насаджень із наданням необхідних уклонів озелененої поверхні для забезпечення стікання води при поливанні від будинку до кюветів та скиду у каналізацію;
- за наявності гідрогеологічного прогнозу про очікуване підвищення рівня підземних вод - створення системи п'єзометричних свердловин для систематичного контролю та оцінки швидкості і ступеня рівномірності (нерівномірності) його підвищення з улаштуванням дренажних та інших систем для запобігання підтопленню основ фундаментів, підвалів, приямків, підпідлогових просторів та інших заглиблених приміщень і зниження нерівномірності підйому підземних вод.

Вимощення, які влаштовуються по периметру будинків та споруд, слід, як правило, суміщувати з тротуарами та під'їздами. Ширина вимощення повинна бути не менше 2 м на майданчиках з ґрунтовими умовами, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, і не менше 1,5 м, якщо таке просідання відсутнє, властивості просідання ґрунтів усунені або товща просідання прорізана палями.

У всіх випадках вимощення повинні перекривати пазухи котлованів або траншей не менше ніж на 0,3 м.

Відведення атмосферних вод з покрівлі будинків і покриттів споруд повинно здійснюватися у зовнішню зливову або загальну каналізаційну мережу. За відсутності вказаної мережі відведення води слід здійснювати у місцеву зливосточну мережу зі скидом у безпечні місця за межами території, яка має забудовуватися.

Організоване зовнішнє водовідведення допускається тільки у III-IV будівельно-кліматичних зонах для будинків II і III груп капітальності заввишки не більше 5 поверхів (включно). Вода, що потрапляє на вимощення, повинна надходити у зливостоківу мережу через водоприймальники або лотки.

За відсутності в районі будівництва зливостоківої каналізації воду з внутрішніх стоків допускається скидати у відкриті водонепроникні лотки, прокладені через зелені зони, вимощення і тротуари (проїзди) у місцеву зливостоківу мережу.

4.Розрахунок основ за II групою граничних станів (повторення)

$$\begin{cases} p \leq R, \\ S + S_{sl} \leq S_u. \end{cases}$$

S - величина деформацій основи, визначена як для звичайних непросадкових ґрунтів, за деформаційними характеристиками при природній вологості.

Розрахунковий опір ґрунту основи R визначається:

а) при відсутності можливості замочування ґрунту за загальною формулою при φ_{II} і c_{II} , що прийняті:

- при $w \geq w_p$ - за результатами випробування ґрунтів при природній вологості;

- при $w < w_p$ - за результатами випробування при w_p ;

б) за умови недопущення просідань основи від навантаження фундаменту $R = p_{sl}$;

в) при можливості замочування і допущенні виникнення просідань R визначається за загальною формулою з використанням φ_{II} і c_{II} для ґрунтів у водонасиченому стані після їх просідань;

г) при ущільненні і закріпленні просадкових ґрунтів R визначається за загальною формулою з використанням φ_{II} і c_{II} для закріплених і ущільнених ґрунтів у водонасиченому стані.

При неповній ліквідації просадкових властивостей ущільненням або закріпленням необхідно забезпечити, щоб сумарний тиск на покрівлю підстилаючого не ущільненого або незакріпленого шару не перевищував початкового просадкового тиску цього шару, тобто $p_{sl} \leq \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$. В цьому випадку розрахунковий опір R_c ущільненого або закріпленого ґрунту за умовою ліквідації просідання визначається за формулою:

$$R_c = (p_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \sigma_{zg0}) / \alpha$$

Пальові фундаменти в просадкових ґрунтах проектують так, щоб кінці паль досягли шарів ґрунту, які не володіють просадковими властивостями.

Несучу здатність паль визначають при характеристиках просадкового ґрунту у повністю водо насиченому стані ($S_r = 0,9$).

Несучу здатність палі у ґрунтах, де виникають просідання від власної ваги, визначають з урахуванням негативного тертя.

Величина просідань розраховуються за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (1)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ - відносна просадковість ґрунту, що визначається для кожного шару ґрунту в межах зони $h_{sl,p}$ при тиску, що дорівнює сумі природного і тиску від зовнішнього навантаження в середині i -го шару; h_i - товщина i -го шару; $k_{sl,i}$ - коефіцієнт умов роботи, що приймається для фундаментів шириною до 3 м включно за формулою:

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 \frac{p - p_{sl,i}}{p_0},$$

де p - середній тиск під подошвою фундаменту, $p_0 = 100$ кПа.

При ширині фундаментів ≥ 12 м $k_{sl,i} = 1$, для проміжних значень ширини фундаменту – знаходимо $k_{sl,i}$ інтерполяцією.

Товщина кожного шару не повинна бути більше 2 м, зміна сумарного тиску в межах кожного шару не повинна перевищувати 200 кПа. Враховуються тільки ґрунти з $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Розрахунок просідань від власної ваги ґрунту

Максимальна величина просідань $S_{sl,g}^{\max}$ визначається за формулою (1) в межах просадкової зони $h_{sl,g}$. Коефіцієнт умов роботи $k_{sl,i}$ при цьому рекомендується приймати за результатами дослідних робіт для кожного регіону як відношення фактично заміряного просідання до розрахункового, а при відсутності відповідних даних $k_{sl,i} = 1$ при $H_{sl} \leq 15$ м; $k_{sl,i} = 1,25$ при $H_{sl} \geq 20$ м, для проміжних значень H_{sl} – інтерполяцією.

Можлива величина просідання від власної ваги ґрунту при $B_w < H_{sl}$ визначається за формулою:

$$S_{sl,g} = S_{sl,g}^{\max} \sqrt{\frac{B_w}{H_{sl}} \left(2 - \frac{B_w}{H_{sl}} \right)}.$$

Проектування будівель та споруд на потужних просадкових товщах

1. Основні вимоги до розрахунків.
2. Пальові фундаменти у просідаючих ґрунтах.
3. Математична модель деформації просідаючих ґрунтів.
4. Методи будівництва на потужних просадкових товщах.

1. Основні вимоги до розрахунків

Розрахунок конструкцій на особливі сполучення навантажень, що складаються з постійних, тривалих, короткочасних та дій від просідання, слід виконувати з врахуванням дії різних комбінацій деформацій земної поверхні.

Розрахунки конструкцій як за першою, так і за другою групами граничних станів повинні виконуватися з урахуванням найбільш несприятливих комбінацій дій (згідно з додатком А), а саме:

При виборі схем деформацій основи у результаті локального замочування ґрунтів слід виходити зі схеми розташування водонесучих комунікацій на об'єкті, який розраховується, і передбачати ті ділянки при аварійних витіканнях, з яких вода може досягти його основи. Залежно від ситуації джерела замочування можуть бути лінійними чи точковими.

Щонайменше розглядається два варіанти розташування джерела замочування: перший - під серединою будинку або споруди; другий - під торцем будинку або споруди.

Впливи на конструкції будинків і споруд від нерівномірних деформацій основи при просіданні її ґрунтів у результаті замочування приймаються у вигляді:

- зниження контактної жорсткості основи на замочених ділянках у результаті виникнення деформацій просідання та додаткових деформацій непросідаючих

грунтів від зовнішнього навантаження у верхній зоні просідання (враховується при групах складності умов будівництва 1-А, 1-Б, 2-А, 2-Б і 2-В, рисунок 2.1);

- вертикальних і горизонтальних переміщень контактної поверхні основи внаслідок просідання ґрунтів і додаткових деформацій непросадочних ґрунтів від власної ваги у її нижній зоні на ділянці $2r$ відповідно до рис. 2.2 (враховується при групах складності умов будівництва 2-А, 2-Б и 2-В, рисунки 2.1, б та 2.2);

- при реконструкції та підсиленні палями додаткових навантажень на заглиблені конструкції будинків і споруд або перетворені масиви їх основ, що виникають від тертя по вертикальних поверхнях при просіданні ґрунтів від власної ваги (враховується при групах складності умов будівництва 2-А, 2-Б й 2-В, рисунки Е.1, Е.2, Е.3 додатка Е ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах).

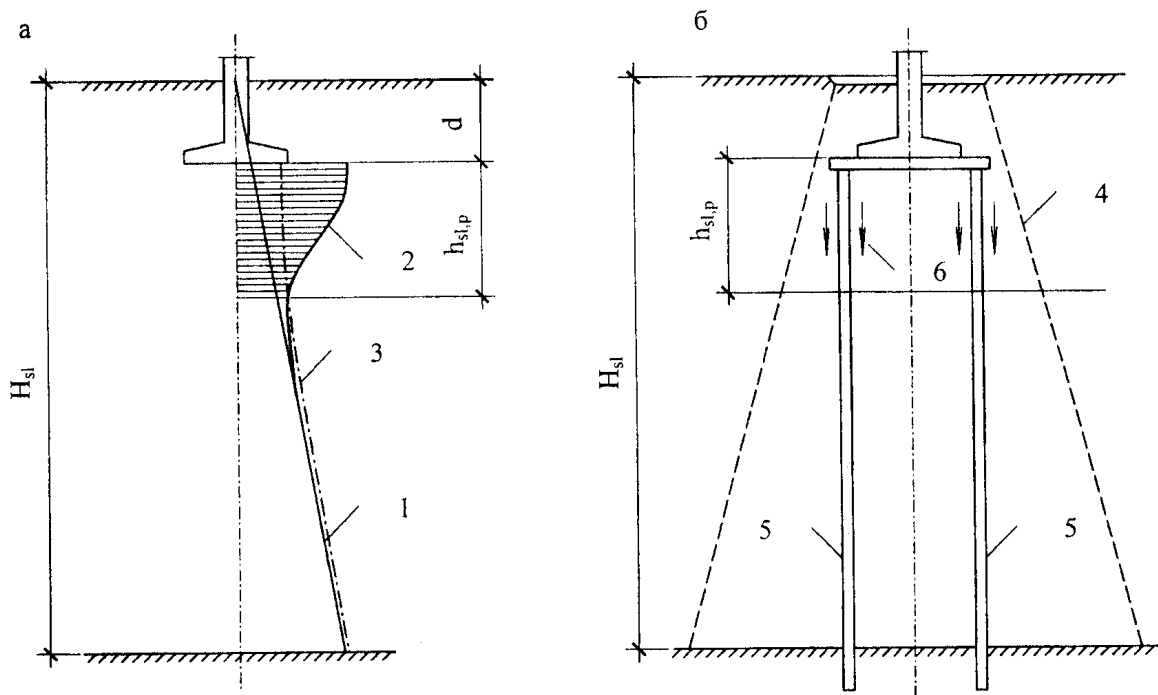
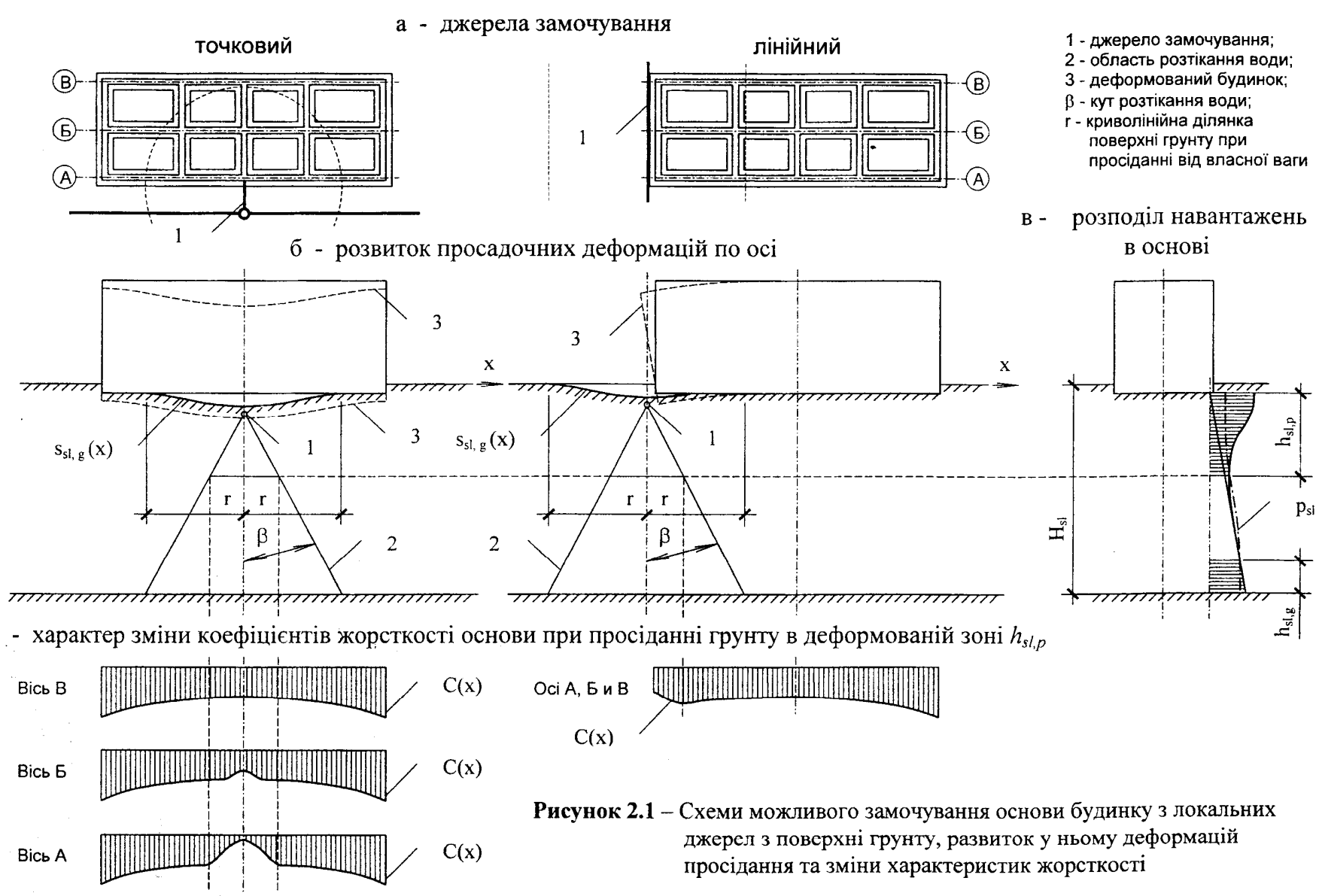
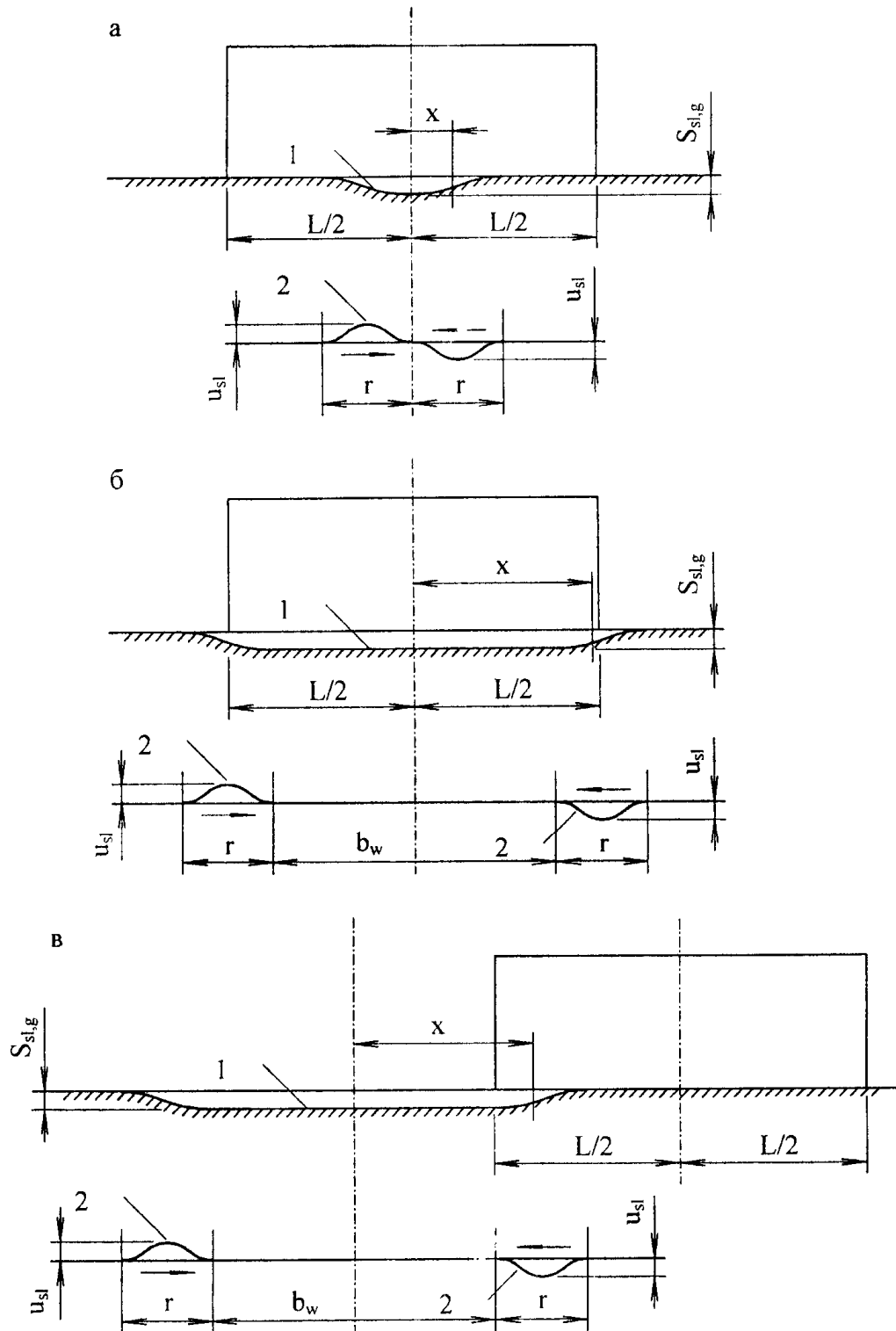


Рисунок Е.1 - Схеми до розрахунку основи типу А (стовпчасті та стрічкові фундаменти)

5 – палі підсилення; 6 – сили негативного тертя





а, б - при розташуванні воронки просідання під серединою будинку; в - під торцем будинку; 1 - воронка просідання; 2 - горизонтальні переміщення поверхні

Рисунок 2.2 - Схеми вертикальних і горизонтальних переміщень поверхні основи при просіданні ґрунту від власної ваги

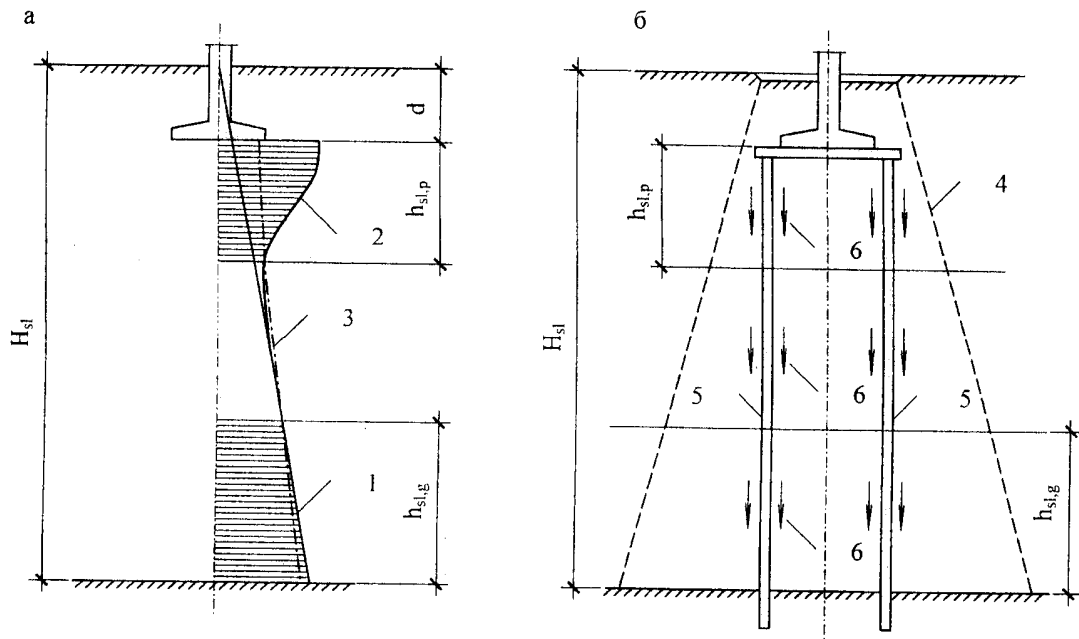


Рисунок Е.2 - Схеми до розрахунку основи типу А

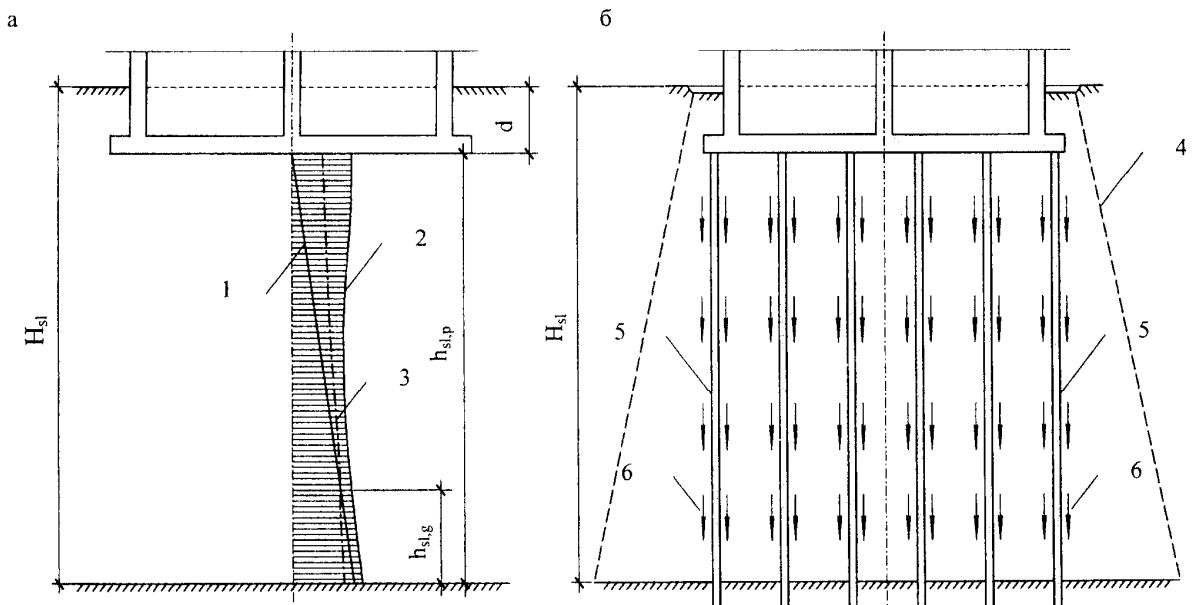


Рисунок Е.3 - Схеми до розрахунку основи типу Б (плитні фундаменти)

Зусилля і переміщення у конструкціях будинків та споруд від дій просідання необхідно визначати:

- при можливому просіданні від власної ваги ґрунту $s_{sl, g} \geq 0,3$ м на одночасну дію вертикальних і горизонтальних переміщень з урахуванням нерівномірної стисливості основи внаслідок просідання у зоні $h_{sl,p}$.

- при можливому просіданні від власної ваги ґрунту $s_{sl, g} < 0,3$ м на дію вертикальних переміщень основи з урахуванням нерівномірної стисливості основи внаслідок просідання у верхній зоні $h_{sl,p}$, а горизонтальні переміщення основи допускається не враховувати.

При визначенні зусиль і переміщень у конструкціях будинків і споруд від спільної дії просідань і підробок, а також просідань і сейсміки необхідно:

- на підроблюваних територіях з основами, складеними просідаючими ґрунтами, зусилля визначати від дії підробки та неусунутої частини просідання, приймаючи при цьому як розрахункові сумарні зусилля від обох видів дій;

- у тому ж випадку допускається для будинків і споруд II та III груп капітальності* приймати як розрахункові найбільші зусилля, одержані у розрахунках на вплив підробки та неусунутої частини просідання окремо;

- на просідаючих, у тому числі обводнених лесових ґрунтах у сейсмічних районах, визначення зусиль у конструкціях будинків і споруд слід виконувати на найбільш несприятливі одночасні сполучення дій просідання та сейсміки. При цьому визначення сейсмічних навантажень має виконуватися з урахуванням пружної піддатливості основи. Перевірку стійкості основи слід виконувати на дію перекидного моменту, що викликаний спільними діями горизонтального сейсмічного навантаження і вертикальними навантаженнями та діями просідання, прикладеними до деформованої схеми будинку або споруди від статичних навантажень та дій просідання;

- у тому ж випадку допускається для будинків і споруд II та III груп капітальності визначення зусиль у конструкціях виконувати окремо на дії просідання і сейсміки. Як розрахункові, повинні прийматися найбільш несприятливі для роботи конструкцій зусилля, що виникають від кожної з дій.

2. Пальові фундаменти у просідаючих ґрунтах

При проектуванні заглиблених і глибокого закладання фундаментів, підземних і заглиблених споруд слід ураховувати:

- в умовах, коли виникає просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl,p}$ і відсутнє просідання від власної ваги ґрунту – опір ґрунту по бічній поверхні заглибленої частини; несуча здатність паль визначається при характеристиках ґрунту в умовах повного водонасичення ($S_r = 0,9$);

- в умовах, коли виникають просідання від власної ваги ґрунту в нижній зоні основи $h_{sl,g}$. – негативне тертя ґрунту по бічній поверхні заглиблених частин споруди і фундаментів, що виникає при просіданні ґрунтів від власної ваги.

Нижні кінці паль мають бути заглиблені, як правило, в скельні, піщані щільні і середньої щільності ґрунти.

Заглиблення кінців паль у глинисті ґрунти допускається при такому показнику текучості у водонасиченому стані, який забезпечує необхідну несучу здатність при прийнятому для розрахунку осіданні палі, що не перевищує граничне осідання s_u , визначене статичними випробуваннями.

При цьому пилувато-глинисті ґрунти повинні мати показники текучості:

- $I_L < 0,6$ для всіх типів паль в ґрунтових умовах де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;

- $I_L < 0,4$ для забивних паль і $I_L < 0,2$ для буронабивних паль в ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, якщо $s_{sl,g} < s_u$;

- $I_L < 0,2$ для забивних паль і $I_L \leq 0$ для буронабивних паль в ґрунтових умовах де можливе просідання від власної ваги ґрунту, якщо $s_{sl,g} > s_u$;

- s_u - граничне значення сумісної деформації основи палі, пальового фундаменту та споруди.

Спирання кінців паль на пухкі водонасичені піски, пилувато-глинисті ґрунти при $I_L > 0,5$ не допускається.

У випадку, якщо за результатами інженерних досліджень встановлено, що занурення забивних паль у просідаючі ґрунти може бути утруднене, в проекті має бути передбачене влаштування лідерних свердловин.

При проектуванні пальових фундаментів у ґрунтових умовах, де просідання ґрунтів від власної ваги становить 30 см і більше, слід, як правило, передбачати заходи щодо зменшення величини просідання шляхом зрізання ґрунту або ущільнення попереднім замочуванням, замочуванням із вибухом, влаштуванням у просідаючій товщі пальової основи фундаментів з ґрунтонабивних, ґрунтоцементних, піщано-вапняних паль чи іншими методами.

Вказані способи повинні забезпечувати усунення або зменшення просідання ґрунтової товщі від її власної ваги в межах площі забудови і на відстані, яка дорівнює половині просідаючої товщі довкола неї з метою зменшення довантажувальних сил на палі фундаментів.

Цієї ж мети можна досягти застосуванням антифрикційного покриття бічної поверхні паль у межах просідаючої товщі.

Не допускається визначати несучу здатність паль і паль-оболонок, що влаштовуються в просідаючих ґрунтах, за даними результатів їх динамічних випробувань, а також визначати розрахункові опори просідаючих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні палі f_i за даними результатів польових випробувань цих ґрунтів зондуванням. Статичне зондування необхідно виконувати на глибину, більшу за товщу просідання при виборі шарів ґрунту для спірання паль.

Проведення статичних випробувань паль у ґрунтах, коли прогнозується просідання від власної ваги ґрунту, є обов'язковим.

Для споруд класу відповідальності ССЗ (згідно з ДБН В.1.2-14) і при масовій забудові в районах із невивченими ґрунтовими умовами слід виконувати випробування з тривалим замочуванням основи в котлованах до повного прояву просідань за програмою, розробленою для конкретних умов із залученням спеціалізованої науково-дослідної організації.

Палі за несучою здатністю ґрунтів основи в просідаючих ґрунтах слід розраховувати з умови [ДБН В.2.1-10-2009]

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (8.5.5.2)$$

де N - розрахункове навантаження, кН, на одну палю;

F_d - несуча здатність, кН, визначена звичайним шляхом у межах шарів ґрунту нижче за глибину h_{sl} ;

γ_k - коефіцієнт надійності, для теоретичного визначення $\gamma_k = 1,4$;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, значення якого залежить від можливого значення просідання ґрунту s_{sl} : при $s_{sl} = 5$ см $\gamma_c = 0$, при $s_{sl} \geq 2s_u$ $\gamma_c = 0,8$, для проміжних значень s_u γ_c визначається інтерполяцією;

P_n - довантажувальна сила тертя.

Довантажувальна сила тертя P_n у водонасичених ґрунтах і P'_n в ґрунтах природної вологості, що діє на бічній поверхні палі, кН, приймається такою, що дорівнює найбільшому граничному опору палі завдовжки h_{sl} за випробуванням висмикувальним навантаженням згідно з ДСТУ Б В.2.1 (ГОСТ 5686) відповідно у водонасичених ґрунтах і ґрунтах природної вологості.

До проведення випробувань на висмикування значення P_n допускається визначати за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (8.5.5.3)$$

де u - периметр, м, ділянки ствола палі або групи близько розташованих паль;

h_{sl} - розрахункова глибина, м, до котрої здійснюється підсумовування сил бічного тертя просідаючих шарів ґрунту, що приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту від дії власної ваги дорівнює 0,05 м;

τ_i - розрахунковий опір, кПа, що визначається до глибини $h = 6$ м за формулою

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (8.5.5.4)$$

тут ζ - коефіцієнт бічного тиску, що приймається рівним 0,7;

φ_i, c_i - розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення;

σ_{zg} - вертикальне напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту, кПа;

h_i - товщина, м, i -го шару просідного ґрунту, осідаючого при замочуванні.

При глибині $6 \text{ м} < h < h_{sl}$ значення τ_i приймається постійним, яке дорівнює значенню τ_i на глибині 6 м.

При розрахунках пальових фундаментів за деформаціями основ необхідно враховувати можливість проявлення (виникнення) просідання ґрунтових нашарувань основи при замочуванні. Розрахунки виконують для випадків ґрунтів основи природної вологості і можливого замочування при підйомі рівня підземних вод або з локальних джерел.

Для ґрунтів природної вологості модулі деформації визначають у межах діючих напружень і при цих значеннях розраховують осідання пальових фундаментів за додатком П [ДБН В.2.1-10-2009].

У розрахунках на просідання **за методикою стрижня в пружному півпросторі** (підрозділ П.1) в основах, де просідання від власної ваги ґрунту відсутнє, модулі деформації знижують у залежності від відносного просідання ґрунтів при діючих сумарних напруженнях від власної ваги ґрунту і навантажень, що розподіляються, при ступені вологості $S_r > 0,6$.

Якщо в основі можливе просідання від власної ваги ґрунту, то на бічній поверхні пальових фундаментів можлива поява довантажувальних сил тертя. У цьому випадку в розрахунках на замочування основи модулі деформації визначають як і в першому випадку, а до ваги фундаментів додають довантажувальні сили тертя від просідання основи від власної ваги ґрунту, визначені за формулою (8.5.5.3, ДБН В.2.1-10-2009) при периметрі u , м, що дорівнює периметру ростверка в межах його висоти і периметра групи по зовнішніх гранях паль.

У розрахунках пальових фундаментів на просідання основи **за методикою умовного фундаменту** (підрозділ П.2) необхідно враховувати наступне.

Якщо в основі відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, площа умовного фундаменту формується від позначки підшви просідаючого ґрунту H_{sl} до позначки вістря або п'яти паль фундаменту під кутом $\varphi_{II} / 4$ для ґрунту в замоченому стані. Осідання умовного фундаменту розраховують за модулями деформації ґрунтів у замоченому стані.

Якщо в основі пального фундаменту можливе просідання ґрунтів від власної ваги ґрунту, то умовний фундамент формується аналогічно, а до навантажень на умовний фундамент додаються довантажувальні сили тертя, визначені за формулою (8.5.5.3) при периметрі u , м, який дорівнює периметру ростверка в межах його висоти і периметру групи по зовнішніх гранях паль.

Визначення нерівномірності осідань палих фундаментів у просідаючих ґрунтах для розрахунку конструкцій споруд повинно виконуватись із урахуванням прогнозованих змін гідрогеологічних умов площі забудови і можливого найбільш несприятливого виду і розташування джерела замочування по відношенню до фундаменту, що розраховується, або споруди в цілому згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах.

У ґрунтових умовах, коли можливе просідання ґрунту від власної ваги, застосування палих фундаментів не виключає необхідності реалізації водозахисних заходів. При цьому має бути також передбачене розрізання будівель деформаційними швами на блоки простої конфігурації.

У виробничих будівлях промислових підприємств, обладнаних кранами, крім того, мають бути передбачені конструктивні заходи, що забезпечують можливість рихтування підкранових колій на подвоєне значення розрахункового осідання палих фундаментів, але не менше половини просідання ґрунту від власної ваги.

При просіданні ґрунту від власної ваги більше 30 см слід враховувати можливість горизонтальних переміщень палих фундаментів, що потрапляють у межі криволінійної частини воронки просідання.

У ґрунтових умовах, коли прогнозується просідання від власної ваги ґрунту при визначенні навантажень, що діють на палий фундамент, слід враховувати довантажувальні сили тертя, які можуть з'являтися на розташованих вище за

підшву пальового ростверка бічних поверхнях заглиблених у ґрунт частин будівлі або споруди.

При застосуванні пальових фундаментів планування підсипанням ґрунтів понад 1 м на територіях, складених просідаючими ґрунтами, допускається лише за спеціального обґрунтування.

При проектуванні пальових фундаментів, що влаштовуються в ґрунтових умовах, коли прогнозується просідання від власної ваги ґрунту, коефіцієнт надійності за призначенням приймають за одиницю.

3. Математична модель деформації просідаючих ґрунтів

При проектуванні малозаглиблених та мілкового закладання фундаментів деформації у вигляді криволінійної поверхні осідання (викривлення) основи, що виникають при просіданні товщі від власної ваги ґрунту в зоні $h_{sl,g}$, враховують при розрахунках як впливи, що не пов'язані з дією напружень від розподіляючих навантажень. Просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl,p}$ враховують як зниження жорсткісних властивостей основи.

Розрахункові схеми будинків і споруд, які використовуються для визначення зусиль і деформацій у конструкціях, повинні відображати дійсні умови роботи об'єктів та особливості їх взаємодії з основою, а також враховувати просторову роботу, геометричну та фізичну нелінійність і повзучість матеріалів конструкцій.

Конструкції будинків і споруд повинні розраховуватись на дії від просідання ґрунтів виходячи з умови спільної роботи основи і споруди.

При складанні розрахункових схем основи і виконанні її розрахунків допускається застосовувати *один із двох методів*:

- 1 - безпосереднє математичне моделювання ґрунтових товщ під будинком (спорудою) та на оточуючій території з допомогою обчислювальних комплексів, що реалізують розрахунки їх моделей як деформованого твердого тіла або трифазного середовища у напруженнях чи переміщеннях методами кінцевих елементів;

- 2 - замкнуті рішення та емпіричні формули, що базуються на дослідних даних, які пройшли перевірку у практиці проектування і рекомендовані нормативними документами.

У першому методі використовуються коректні моделі розв'язання задач щодо визначення напружень, деформацій і оцінки структурної міцності елементів середовища, розповсюдження води у ґрунтах із локальних джерел та при підвищенні рівня підземних вод, дані про фізико-механічні та характеристики міцності ґрунтів та їх зміни у результаті накладання полів вологості і напружень. Розрахункові моделі повинні реалізовуватися у програмному комплексі, який захищений ліцензією, що дозволяє виконувати у напівавтоматичному або автоматичному режимах розрахунки основи спільно із конструкціями будинків і споруд.

У другому методі використовуються прийняті у практиці проектування рішення для розрахунку основ за першою та другою групами граничних станів, регламентованих ДБН В.2.1-10-2009, і застосовуються умовні схеми замочування ґрунтів та проявлення деформацій. Як і в першому методі, необхідні такі самі вихідні дані та відповідні розрахункові засоби.

У залежності від значення контактних напружень (нормальних і дотичних на контакті основи з фундаментом) модель основи слід приймати у вигляді:

а) лінійно-пружної системи;

б) нелінійно-непружної системи, що відображає нелінійний зв'язок між деформаціями і навантаженнями на основу у стабілізованому стані ґрунту, відмінність у формаційних властивостях основи при навантаженні та розвантаженні, порушення контакту між фундаментом і основою;

в) реологічної системи, що відображає деформаційні властивості основи для різних моментів часу протягом будівельного та експлуатаційного періодів (у нестабілізованому стані ґрунту).

Деформаційні властивості основи на контакті з фундаментами допускається визначати одночасно з застосуванням двох коефіцієнтів жорсткості основи при стиску та при зсуві або тільки першого, якщо $s_{sl, g} < 0,3$ м.

Моделі основи для розрахунку слід обирати з урахуванням конструктивних особливостей та призначень будинку або споруди. Для вибору моделі основи слід виконати розрахунок із використанням моделі основи у вигляді лінійно-пружної системи.

Якщо одержані в результаті цього розрахунку значення нормальних p та дотичних τ напружень на окремих ділянках контакту основи з фундаментом задовольняють умови

$$0,5p_n \leq p < 1,5 R \text{ або } p > 1,5 R \text{ на ділянці } F \leq 0,2 F_p, \quad (1)$$

$$\tau \leq 0,5 \tau_{max} \text{ або } \tau > 0,5 \tau_{max} \text{ на ділянці } F \leq 0,2 F_\tau,$$

то розрахунок дозволяється виконувати з використанням лінійно-пружної системи.

У формулі (1):

p_n - початковий нормальний тиск, що діє на основу, до появи впливу від просідання;

R - розрахунковий опір ґрунту основи;

τ_{max} – граничне значення дотичного напруження по підшві фундаменту, що визначається згідно з ДБН В.2.1-10-2009;

F - площа контакту основи з фундаментом, на якій перевищені напруження p і τ ;

F_p і F_τ - площі контакту основи з фундаментом, на яких проявляються відповідно нормальні і дотичні напруження.

Якщо умови (1) не задовольняються, слід виконати розрахунок з використанням моделі основи у виді нелінійно-непружної системи.

Довжина ділянки основи, на якій жорсткість основи знижується у результаті замочування ґрунтів, залежить від глибини закладання фундаменту, глибини розташування джерела замочування, глибини зони просідання від зовнішнього навантаження і величини кута β до вертикалі розтікання води у боки від джерела замочування, який приймається для лесових супісків і лесів 35° , а для лесоподібних суглинків 50° (рис. 2.1).

Значення коефіцієнтів жорсткості для ділянок основи природної вологості і в замоченому стані визначається згідно з додатком Г ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 (та рисунок 2.1).

Визначення коефіцієнтів жорсткості основи (додаток Г).

Коефіцієнти жорсткості основи, складеної просідаючими ґрунтами, які використовуються для оцінки напружено-деформівного стану конструкцій будинків і споруд, рекомендується визначати для двох станів просідаючих ґрунтів за вологістю:

- без урахування властивостей просідання ґрунтів, виходячи з деформаційних та характеристик міцності при сталій вологості, яка приймається як природна вологість w , якщо $w \geq w_p$, і вологість на межі розкочування w_p , якщо $w < w_p$;

- з урахуванням властивостей просідання ґрунтів при можливому їх замочуванні, виходячи з деформаційних та характеристик міцності ґрунтів у водонасиченому стані (ступені вологості $S_r \geq 0,8$).

Розрахунок осідань і просідань основи виконують, як правило, з застосуванням розрахункової схеми основи у вигляді лінійно-деформівного напівпростору з умовним обмеженням глибини стисливої товщі.

При обрахуванні значень коефіцієнтів жорсткості основи враховуються форма і розміри подошви фундаменту, неоднорідність геологічної будови та розподільні властивості ґрунтів.

Форма і розміри подошви фундаменту враховуються при визначенні напружень, що діють у вертикальному напрямку, за глибиною основи згідно з вимогами норм.

Неоднорідність геологічної будови основи враховується визначенням осідань у точках під підошвою фундаменту на розрахункових вертикалях геологічного розрізу, які вибираються залежно від характеру нашарувань, наявності лінз, включень та ін. (рисунок Г.1). За вибраними вертикалями слід призначати розрахункові шари у межах стисливої товщі основи.

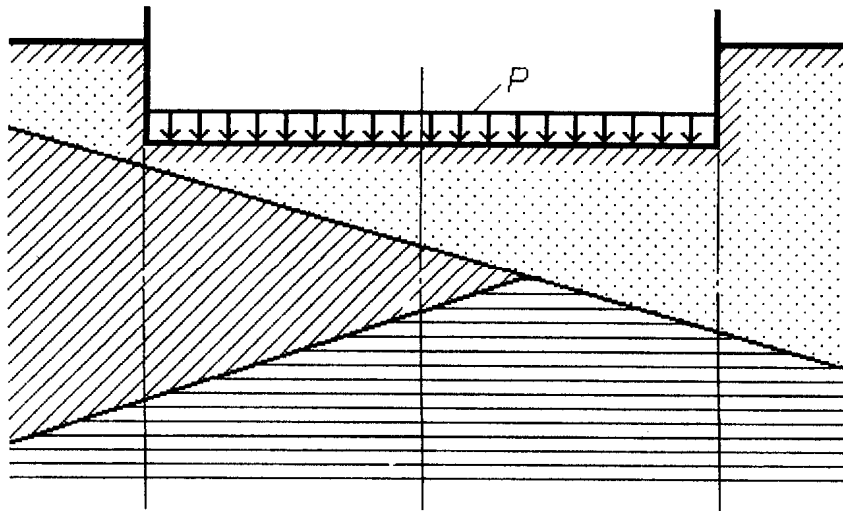


Рисунок Г.1 — Геологічний розріз неоднорідної основи

Розподільні властивості, основи при природній вологості ґрунтів враховуються визначенням її змінного коефіцієнта жорсткості за значенням повного осідання виходячи з роздільного обліку його пружної та залишкової частин, які знаходяться у залежності

$$S = S_{el} + S_{pl} , \quad (\text{Г.1})$$

де s - повне осідання ґрунтової основи по вертикалі, що розглядається, від зовнішнього навантаження, яке вираховується у межах стисливої товщі основи H_c ;

S_{el} - пружна частина осідання (друга складова формули з визначення осідання через модуль вторинної деформації);

S_{pl} - залишкова частина осідання.

Залишкове осідання S_{pl} визначається як різниця між середніми значеннями повного осідання та пружною його частиною, які визначаються за розрахунковими вертикалями.

При визначенні коефіцієнтів жорсткості основи враховуються деформації просідання ґрунтів та додаткові деформації непросідаючих ґрунтів від зовнішнього навантаження у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$ (деформованій зоні), які можуть виникати при підвищенні їх вологості у результаті замочування з локальних джерел або при підвищенні рівня підземних вод.

Величину просідання $s_{sl,p}$ у верхній зоні основи слід визначати як різницю між величиною просідання від сумарних напружень s_{sl} та просіданням від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$ за формулою

$$s_{sl,p} = \sum_{i=1}^{n_1} \varepsilon_{sl}^i h_i - \sum_{i=1}^{n_1} \varepsilon_{sl,g}^i h_i, \quad (\text{Г.6})$$

де ε_{sl}^i - відносна просадочність i шару ґрунту при сумарних напруженнях, викликаних власною вагою ґрунту та напруженнями від зовнішнього навантаження, що передається системою фундаментів;

$\varepsilon_{sl,g}^i$ - відносна просадочність i шару ґрунту при напруженнях, викликаних власною вагою ґрунту;

h_i - товща i шару ґрунту;

n_1 — кількість шарів просідання, в яких виконується підсумовування просідання.

Коефіцієнт жорсткості основи при стиску C лінійно-деформівної основи з урахуванням властивостей просідання ґрунтів по вертикалі, що розглядається, визначається за формулою

$$C = \frac{P}{S + s_{sl,p} + S_d}. \quad (\text{Г.8})$$

Проміжні значення коефіцієнта жорсткості на ділянках поверхні основи між розрахунковими вертикалями допускається визначати інтерполяцією.

Коефіцієнти жорсткості D лінійно-деформівної основи при зсуві слід визначати виходячи з горизонтальних переміщень u поверхні основи від дії середнього дотичного напруження τ під подошвою фундаменту. Горизонтальні

переміщення поверхні основи слід, як правило, визначати методами, що враховують обмежену глибину зони горизонтальних переміщень ґрунту.

Коефіцієнт жорсткості D при зсуві слід визначати за формулою

$$D = \frac{\tau}{u} \quad (\text{Г.17})$$

4. Методи будівництва на потужних просадкових товщах

До складу заходів, що усувають або зменшують деформації основ, складених просідаючими ґрунтами, входять наступні.

Ущільнення просідаючих ґрунтів попереднім замочуванням, у тому числі з використанням глибинних вибухів

1 Спосіб рекомендується застосовувати для усунення просадочності ґрунтів, зниження їх деформативності та підвищення несучої спроможності при товщах просідання завглибшки понад 8 м, які характеризуються просіданням від власної ваги. Застосування способу ефективно при ущільнюваних ґрунтах, які представлені пілуватими пісками, супісками або лесоподібними суглинками з щільністю сухого ґрунту не більше $15,0 \text{ кН/м}^3$ і коефіцієнтом фільтрації не менше $0,05 \text{ м/дїб}$.

2 Кількість води, необхідна для замочування, визначається для конкретного майданчика з допомогою розрахунку за умови досягнення ступеня вологості ґрунтів не менше $0,8$ у межах всієї товщі просідання.

Якщо ґрунти товщі просідання зволожені недостатньо, то здійснювати вибухи забороняється для запобігання можливого утворення камуфлетних порожнин.

Вибухові роботи повинні виконуватись тільки спеціалізованими організаціями.

3 Усунення властивостей просідання ґрунтів верхнього недоущільненого шару потужністю $2,5 - 4,0 \text{ м}$ слід виконувати:

- пошаровим влаштуванням ґрунтових, гравійно-піщаних, щебених, та інших піщаних подушок;
- доущільненням ґрунтів важкими трамбівками;
- прорізкою верхнього шару фундаментами.

4 Для виключення впливу замочування і глибинних вибухів на розташовані поблизу будинки і споруди відстань до них від найближчого боку замочуваного майданчика повинна бути не менше величини розрахункової сейсмічної зони і трикратної товщини шарів просідання ґрунту за наявності під ним водоупору, а за його відсутності - полуторній товщині шарів просідання ґрунту.

5 Будинки і споруди на основах, ущільнених попереднім замочуванням (у тому числі глибинними вибухами), рекомендується проектувати з урахуванням можливих нерівномірних осідань та тривалості часу консолідації ґрунтів основи. Нерівномірні осадки фундаментів повинні обчислюватися з урахуванням мінливості стисливості ґрунту, яка оцінюється коефіцієнтом α

$$\alpha = E_{max}/E_{min}, \quad (1)$$

де E_{max} і E_{min} - відповідно максимальне і мінімальне значення осередненого за глибиною модуля деформації обводнених ґрунтів основи в межах контуру будинку (споруди).

Величина α встановлюється за даними випробувань ґрунтів на конкретному майданчику будівництва, але повинна прийматися у розрахунках не нижче $\alpha = 1,5$.

Регульоване замочування просідаючих ґрунтів

7 Спосіб регульованого замочування може застосовуватися для будівництва споруд заввишки до 16 поверхів включно для усунення властивостей просідання ґрунтів на товщах із максимальною величиною просідання від власної ваги ґрунту до 1,5 м, які не відносяться до зсувних, закарстованих і сейсмічних територій. Застосовується у процесі зведення будинків і споруд з ущільненням ґрунтів основи під дією зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту.

8 При просіданні ґрунтів від власної ваги до 0,5 м застосовують одностадійне замочування у процесі зведення об'єкта, а понад 0,5 м - замочування здійснюється за дві стадії: перша - до зведення будинку або споруди, друга - у процесі його зведення.

При одностадійному замочуванні ґрунтів основи будинків і споруд слід проектувати з урахуванням нерівномірних осідань замоченого ґрунту під впливом

зовнішнього навантаження, а за ґрунтових умов, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, - на дію нерівномірних деформацій основи.

При двостадійному замочуванні ґрунтів основи будинків і споруд слід проектувати з урахуванням нерівномірних осідань від зовнішнього навантаження, виходячи з умови завершення осідання ґрунтів від власної ваги у період попередньої стадії замочування.

9 Будинки, що проектуються на базі способу регульованого замочування ґрунтів основ, повинні мати, як правило, прямокутну в плані конфігурацію із співвідношенням сторін 1:2 для будинків до 9 поверхів включно і 1:3 для будинків вище 9 поверхів. При цьому довжина будинку (відсіку) повинна бути не більше 1,3 його висоти від підшови фундаменту до карниза і не повинна перевищувати значеннь, що допускаються чинними нормативними документами на проектування бетонних, залізобетонних, кам'яних і армокам'яних конструкцій з урахуванням температурно-усідних деформацій матеріалу.

Проектування протяжних будинків необхідно здійснювати з розрізкою їх на окремі відсіки (не більше 6). При цьому ширина деформаційних швів між наземними частинами відсіків повинна бути не менше 300 мм у світлі. Допускається зміщення відсіків відносно один одного у плані на величину не більше 1/5 ширини будинку і по висоті - не більше 0,6 м.

10 Конструкція ґрунтових основ повинна включати шар ґрунту, ущільнений трамбівками, укочуванням або поєднанням цих способів, під яким повинна влаштовуватись спеціальна дренажна система для виконання робіт з регульованого замочування. підстильних просідаючих ґрунтів у процесі зведення будинку.

11 Проектування будинків із застосуванням регульованого замочування слід виконувати з урахуванням того, щоб зона розвитку просідань не досягала основ існуючих сусідніх будинків і споруд.

Зона розвитку просідань у сторони від будинку, що проектується, повинна визначатися за формулою

$$l_H = htg\beta,$$

де h - відстань від підшови ущільненого шару до нижньої межі товщі просідання, м;

β - кут розтікання води в сторони, який приймається для супісків і лесів 35° і для лесоподібних суглинків 50° .

Відстань від раніше споруджених будинків способом регульованого замочування повинна складати не менше $0,5 l_H$ для будинків без ліфтів та $0,7 l_H$ - для будинків з ліфтами.

Ущільнення товщі ґрунтовими палями або армування вертикальними елементами підвищеної жорсткості

13 Спосіб застосовується при товщах просідаючих ґрунтів до 25 м, відсутності у межах товщі шарів піску та при оптимальній вологості ґрунту (на $0,02 - 0,04$ нижче вологості на межі розкочування).

14 При проектуванні ґрунтових масивів, армованих елементами підвищеної жорсткості, з метою захисту таких елементів від навантажуючого тертя, яке може виникати при просіданні ґрунтової оточуючої товщі, слід передбачати водозахисні екрани у вигляді трьох рядів ґрунтонабивних паль по всьому периметру армованого масиву та ґрунтову подушку, що його перекриває.

З цією метою допускається застосовувати компенсаційні траншеї, які влаштовуються по периметру армованого масиву.

Стовпи і стрічки із закріпленого ґрунту

15 Фундаментні конструкції у виді стовпів або стрічок із закріпленого ґрунту застосовуються, як правило, з повною прорізкою усіх шарів просідаючих та інших видів ґрунтів, характеристики міцності яких знижуються при замочуванні. Спирання кінців стовпів та стрічок повинно передбачатися на малостисливі ґрунти (скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, щільні та середньої щільності, піщані, пілуватоглинисті, глинисті твердої та напівтвердої консистенції).

16 Застосування висячих стовпів та стрічок допускається за умови повної прорізки ними всіх шарів просідання ґрунтів, якщо на необхідній глибині відсутні

скельні та інші малостисливі ґрунти. У цих випадках будинки і споруди повинні проектуватися з урахуванням можливих нерівномірних осідань стовпів або стрічок від зовнішніх навантажень.

У ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, слід враховувати також сили негативного тертя об їх бокову поверхню при локальному замочуванні ґрунтів зверху із зовнішніх джерел та при можливому підвищенні рівня підземних вод під частиною будинку або споруди.

Пальові фундаменти у просідаючих ґрунтах

Прорізка товщі просідання підземними поверхнями

22 За наявності техніко-економічного, містобудівного та екологічного обґрунтування доцільно у проектах багатоповерхових будинків влаштовувати підземний поверх або декілька поверхів, які прорізають товщу просідання, із спиранням фундаментів на непросідаючий ґрунт.

При просадочних товщах великої потужності допускається часткова їх прорізка підземними поверхнями з улаштуванням під ними ущільненої ґрунтової чи піщаної подушки, пальових фундаментів або ущільнених (закріплених) ґрунтових масивів, що прорізають усю товщу просідання.

23 Техніко-економічне, містобудівне та екологічне обґрунтування доцільності влаштування підземних поверхів (поверхів) повинне включати врахування таких факторів, як: оцінка водно-вологісних, температурних, гравітаційних, динамічних впливів на геологічне середовище; економія території забудови (за рахунок переміщення у підземні поверхи традиційно наземних об'єктів: гаражів, спортивних залів, об'єктів торгівлі, складів, трансформаторних підстанцій тощо); зменшення протяжності доріг та інженерних мереж, а також виключення дорожчуючих конструктивних і водозахисних заходів, які забезпечують експлуатаційну надійність об'єкта будівництва при традиційних способах його проектування і будівництва.

24 Фундаменти підземних поверхів можуть проектуватися стрічковими, стовпчастими, плитними, у виді перехресних балочних систем, а також

комбінованими залежно від конструктивно-планувальної схеми споруди і схеми передачі навантаження на ґрунти основи.

25 Розрахунки заглиблених конструкцій підземних поверхів, що проектуються у ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунтів, повинні виконуватися з урахуванням можливості розвитку сил негативного тертя по зовнішніх площинах заглиблених конструкцій внаслідок осідання оточуючого просідаючого ґрунту під дією його власної ваги при замочуванні зверху або при підвищенні рівня підземних вод.

Лекція 5

Проектування основ споруд, що зводяться на структурно-нестійких ґрунтах. Проектування ущільнення ґрунтів

1. Види структурно-нестійких ґрунтів.
2. Загальні принципи будівництва на структурно-нестійких ґрунтах.
3. Визначення кількісних параметрів ущільнення ґрунтів.
4. Проектування ущільнення ґрунтів.

1. Види структурно-нестійких ґрунтів (повторення)

Зведення і експлуатація споруд на основах, що утворені товщею особливих структурно-нестійких ґрунтів, являє собою складну задачу. Якщо при проектуванні фундаментів не врахувати властивості основ, то будуть виникати значні місцеві нерівномірні осідання зведених на них споруд, які часто призводять до їх повного руйнування.

До структурно-нестійких ґрунтів відносяться ґрунти, стійкі при звичайних природних умовах, але при деяких додаткових впливах (замочування, відтавання і т.д.) докорінно міняють свою структуру і дають значні по величині місцеві осідання, що протікають з великою швидкістю.

Причинами порушення структури ґрунтів можуть бути механічні і фізичні впливи.

Механічними впливами є величина і швидкість збільшення зовнішнього навантаження (аж до динамічного – вібраційного, ударного).

Фізичними впливами – зволоження маловологих ґрунтів (наприклад, лесових з неводостійкими структурними зв'язками), відтавання мерзлих і багаторічно мерзлих ґрунтів.

До структурно-нестійких ґрунтів, які ускладнюють зведення споруд, відносяться :

1. мули;
2. заторфовані ґрунти;

3. слабкі стрічкові водно-льодовикові відклади;
4. набухаючі глини;
5. лесові маловологі ґрунти;
6. мерзлі і багаторічномерзлі ґрунти,
7. деякі види ґрунтів при дії на них динамічних впливів (наприклад, пухкі сипучі ґрунти при динамічних впливах стають просадковими).

2. Загальні принципи будівництва на структурно-нестійких ґрунтах

Для виконання вимог розрахунку фундаментів за деформаціями основ за граничними станами слід розглядати в першу чергу заходи, щодо можливості (доцільності) зміни розмірів підошви фундаментів у плані, глибини закладання (включаючи вертикальне планування зрізкою, прорізку ґрунтів з незадовільними властивостями), введення додаткових в'язів, що обмежують переміщення фундаментів, застосування інших типів і форм фундаментів, зміни навантажень на основу тощо.

Якщо при розрахунках структурно-нестійких основ отримують неприпустимі деформації або несуча спроможність основ виявляється недостатньою, то застосовують один з таких заходів або їх комбінацію:

I. Заходи щодо зменшення можливих деформацій основи або збільшенню її несучої спроможності (тобто укріплюється сама основа).

Ці заходи включають в себе:

- а) ущільнення ґрунтів;
- б) повна, або часткова заміна ґрунтів основи;
- в) улаштування насипів (відсипанням або намиванням);
- г) закріплення ґрунтів;
- д) введення в ґрунт спеціальних добавок (наприклад, засолення ґрунту або просочення його нафтопродуктами для ліквідації здимальних властивостей);
- е) армування ґрунту (введення спеціальних плівок, сіток і т. п.)

II. Заходи по охороні ґрунтів від погіршення їх властивостей.

а) водозахисні заходи на майданчиках складених ґрунтами, чутливими до зміни ω (відповідне компонування генеральних планів, вертикальне планування територій з забезпеченням стоку поверхневих вод, улаштування дренажів, протифільтраційних завіс і екранів, прокладення водоводів у спеціальних каналах, або розміщення їх на безпечних відстанях від споруд, контроль за можливим витоком води і т.п.);

б) захист ґрунтів основи від хімічно активних рідин, що здатні привести до просідань, набухання, активізації карстово-суфозійних явищ, підвищення агресивності підземних вод і т.п.;

в) обмеження джерел зовнішніх впливів (напр. вібрації);

г) охоронні засоби в процесі будівництва споруд (збереження природної структури і вологості ґрунтів, дотримання вимог до технології влаштування основ, фундаментів, підземних і надземних конструкцій з метою недопущення змін прийнятої в проекті розрахункової схеми, у тому числі швидкості передачі навантаження на основу, особливо при наявності в основі ґрунтів, що повільно консолідуються і т.п.).

III. Конструктивні заходи, що зменшують чутливість споруд до деформацій основи:

а) прийняття архітектурно-планувальних рішень будівель та споруд з компоновкою в плані і по висоті, що забезпечують сприйняття можливих (прогнозованих) деформацій ґрунтової основи;

б) підвищення міцності і просторової жорсткості споруд, що досягається підсиленням конструкцій (у тому числі фундаментно-підвальних) відповідно до результатів розрахунку споруди у взаємодії з основою (введення додаткових в'язів у каркасних конструкціях, влаштування залізобетонних чи армокам'яних поясів в безкаркасних будівлях, розрізання споруд на відсіки і т.ін.);

в) збільшення піддатливості споруд (якщо це дозволяють технологічні вимоги) за рахунок застосування гнучких чи розрізних конструкцій;

г) влаштування пристосувань для вирівнювання (при необхідності) конструкцій споруд і для рихтування технологічного устаткування.

До заходів щодо зменшення зусиль в конструкціях споруд при взаємодії з основою відносять:

а) розміщення споруд на ділянках території забудови з урахуванням інженерно-геологічних умов і можливих джерел шкідливих впливів (лінз слабких ґрунтів, старих гірничих виробок, карстових порожнин, зовнішніх водоводів тощо);

б) застосування відповідних конструкцій фундаментів (наприклад, з малою бічною поверхнею - на підроблюваних територіях, при наявності в основі ґрунтів з властивостями здимання та ін.);

в) засипка пазух і улаштування подушок під фундаментами з матеріалів, які мають мале зчеплення і тертя, застосування спеціальних антифрикційних покриттів, відривка тимчасових компенсаційних траншей для зменшення зусиль від горизонтальних деформацій основи, у тому числі в районах гірничих виробок;

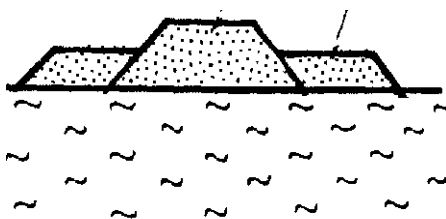
г) регулювання термінів замонолічування стиків збірних і збірно-монолітних конструкцій;

д) обґрунтовані швидкість і послідовність зведення окремих частин споруди;

е) застосування заходів захисту від впливу нового будівництва на існуючі об'єкти в умовах щільної забудови.

IV. Прорізання структурно-нестійких ґрунтів палями або фундаментами глибокого закладання.

Покращення будівельних властивостей ґрунтів і влаштування штучних основ здійснюють шляхом інженерної підготовки в залежності від виду ґрунту, що потребує покращення, мети покращення і технологічних можливостей.



Улаштування насипів застосовують для виключення випору слабого ґрунту з-під споруди. Улаштування привантаження у межах можливої призми вивпірання забезпечує стійкість об'єктів, зведених на насипах.

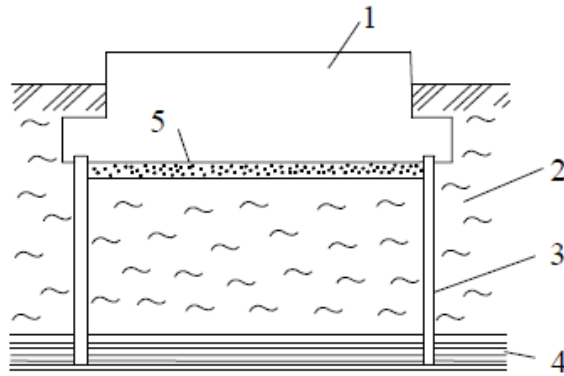
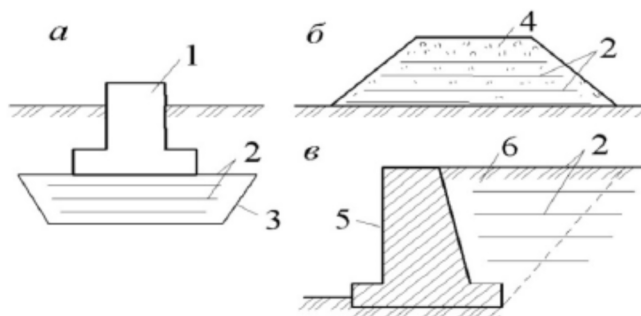


Рисунок – Підсилення ґрунтової основи шляхом влаштування шпунтового огородження; 1 – фундамент; 2 – слабкий ґрунт; 3 – шпунтове огородження; 4 – щільний ґрунт; 5 – піщана підготовка

У разі використання як основи недостатньо ущільненого ґрунту практикується **влаштування шпунтового огородження** з металу, залізобетону або деревини. Шпунт занурюють у щільний шар і у такий спосіб створюють конструкцію з фундаменту, шпунту і піщаної підготовки. У таких умовах виключається можливість випирання ґрунту з-під фундаменту, збільшується його несуча здатність, обмежується бічне розширення ґрунту у разі деформації основи і значно знижується осадання.

Шпунтове огородження застосовують при спорудженні одиночних фундаментів (мостових опор, фундаментів маяків тощо) кругового обрису в плані. Шпунт забивають по периметру фундаменту.



Рисунок– Підсилення ґрунтової основи під фундаментом армуванням (а), при виконанні насипу (б), зворотного засипання (в):

1 – фундамент; 2 – армувальні елементи; 3 – піщана подушка; 4 – вал; 5 – підпірна стінка; 6 – призма обвалення

Одним із методів підвищення несучої здатності слабких ґрунтів основ, є **метод армування їх спеціальними стрічками**, виготовленими з металу або пластику (геотекстиль) (рис.).

Армувальні елементи повинні мати достатню міцність, стійкість від гниття і жорсткість для забезпечення зчеплення з ґрунтом. Металеву сітку ретельно ізолюють для запобігання корозії. Армування ґрунтової основи збільшує його несучу здатність завдяки сприйняттю горизонтальних дотичних напруг та знижує осідання фундаменту.

У вітчизняній практиці метод армування основ споруд застосовують у зонах техногенних відкладень (непридатні землі – звалища, заболочені, поховані ділянки територій тощо).

Досвід армування таких ґрунтів дозволяє визначити:

1. Осідання споруд на армованих основах знижується у міру збільшення щільності ґрунту. Чим щільніше ґрунт, тим вище ефект армування.
2. Чим міцніше армувальні елементи, тим вище ефект розсіювання напружень, тобто менша осідання споруди на армованому шарі.
3. Ущільнення ґрунту поза меж області армування підвищує його несучу здатність у горизонтальному напрямку, зменшуючи тим самим осідання споруди.
4. Для двошарових основ, що мають підстилаючий шар, найраціональнішим є армування верхньої частини подушки несучого шару ґрунту.
5. Армовану верхню частину подушки можна розглядати як піддатливу фундаментну плиту, а неармовану нижню частину – як ущільнений розподільний шар.

3.Визначення кількісних параметрів ущільнення ґрунтів

Ущільнення ґрунтів здійснюється укочуванням, трамбуванням, вібрацією, віброударами, вибухами, статичним навантаженням від власної ваги ґрунту, а також від додаткового привантаження.

При будь-якому режимі ущільнення для кожного виду ґрунту і виду процесу ущільнення накопичення залишкових деформацій, за рахунок яких відбувається

ущільнення ґрунту, може йти тільки до певної границі після передачі певної роботи.

Подальше збільшення роботи без зміни режиму ущільнення супроводжується переважно зворотними деформаціями і не призводить до підвищення щільності ґрунту.

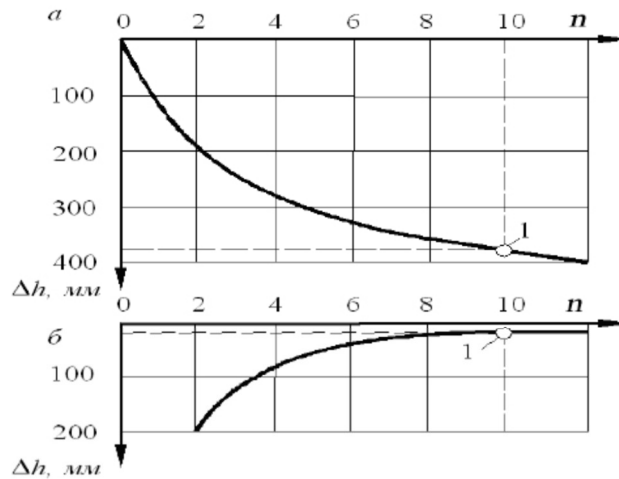
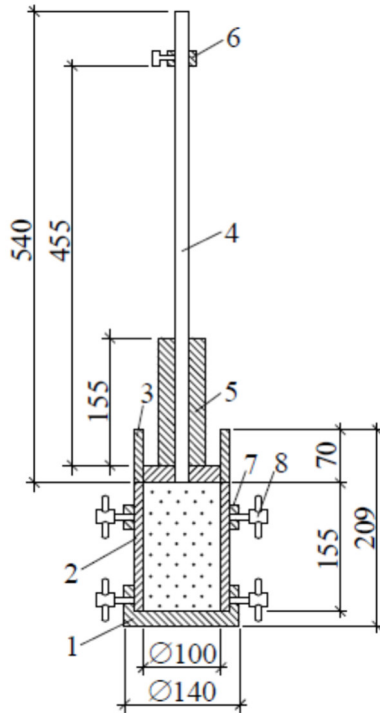


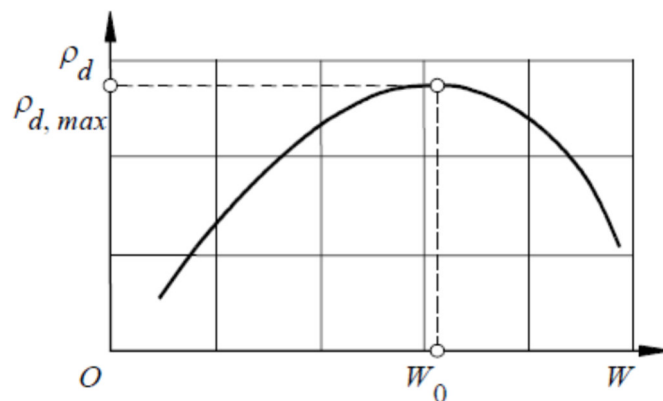
Рисунок 14.3 – Зміна поверхні ущільнюваного ґрунту залежно від кількості ударів (проходів): *a* – від загальної кількості ударів; *б* – від кожних двох ударів; *1* – точка відмови ущільнюваного ґрунту

Такий стан називається **ущільненням до відказу** (відказ – пониження поверхні від одного удару). При ущільненні від власної ваги або від додаткового привантаження стан ущільнення до відказу характеризується умовною стабілізацією деформацій.

Ущільнюваність ґрунтів визначається за **методикою стандартного ущільнення**. Ущільнення здійснюється трамбуванням при різній вологості зразків ґрунту 40 ударами вантажу вагою 215 Н, що скидається з висоти 30 см.



За результатами стандартного ущільнення будується графік залежності щільності сухого ґрунту після ущільнення від вологості.



Максимальний ступінь ущільнення має місце при так званій оптимальній вологості, $W_{\text{опт}}$.

Ущільнення ґрунту звичайно виконується до певного ступеню щільності, який характеризується коефіцієнтом ущільнення k_{com} .

$$k_{\text{com}} = \frac{\rho_d}{\rho_{d,\text{max}}}$$

Кожному значенню k_{com} відповідає певний діапазон допустимої зміни вологості ґрунту, за який приймаються крайні значення на кривій стандартного ущільнення або відношення крайніх значень вологості до оптимальної вологості

$$k_w = \frac{w}{w_{\text{опт.}}}$$

Табл. 13.1 [Табл. 13.1 Довідник проектувальника під ред. Є.А.Сорочана]

Грунти	Діапазон допустимого змінення вологості k_w при k_{com}		
	0,98	0,95	0,92
Крупні, середні і дрібні піски	Не обмежується		
Пилуваті піски	0,6 – 1,35	0,5 – 1,45	0,4 – 1,6
Супіски	0,8 – 1,2	0,75 – 1,35	0,65 – 1,4
Суглинки	0,85 – 1,15	0,8 – 1,2	0,7 – 1,3
Глини	0,9 – 1,1	0,85 – 1,15	0,75 – 1,2

Табл. 10.3 [Справочник Основания и фундаменти под ред. Г.И.Швецова]

Вид ґрунту	Діапазони	
	Оптимальної вологості, $w_{\text{опт}}$, %	Щільності сухого ущільненого ґрунту, ρ_d , кг/м ³
Піщаний	8...12	1750.....1950
Супіщаний	9...15	1650.....1850
Пилуватий	14...23	1600.....1820
Суглинистий:		
важкий	15...22	1600....1800
пилуватий	17...23	1580.....1780
Глинистий	18....25	1550.....1750

Величина зниження поверхні при трамбуванні є критерієм можливості застосування метода ущільнення трамбуванням. За даними практики, ущільнення вважають доцільним, якщо величина пониження при трамбуванні перевищує 5 см для пісків і 7-8 см для глинистих ґрунтів (якщо ця величина менше, то метод не ефективний).

Величина пониження поверхні при поверхневому ущільненні Δh може визначатись за формулою

$$\Delta h = 1,2h_s(1 - \rho_d / \rho_{d,s}),$$

де ρ_d та $\rho_{d,s}$ – відповідно щільність сухого ґрунту в межах ущільненого шару до та після ущільнення.

Діаметр і маса трамбівок призначаються в залежності від глибини ущільнення, форми і розмірів ущільнюваних площ. При призначенні маси трамбівок слід виходити з того, щоб статичний тиск на ґрунт складав не менше 15 кПа.

При ущільненні ґрунту, у якого вологість менше оптимальної, робиться штучне донасичення ґрунту водою. Розрахункову кількість води підраховують за формулою

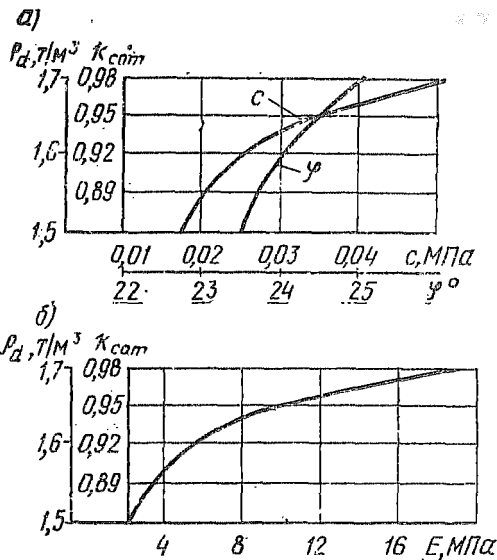
$$Q = \frac{\rho_{as}}{\rho_w} \cdot (w_{\text{опт}} - w) \cdot 1,2 \cdot V$$

4.Проектування ущільнення ґрунтів

Необхідний ступінь ущільнення ґрунтів встановлюють в залежності від:

- призначення ущільнених ґрунтів і навантажень;
- зміни температурно-вологісного режиму ущільненого ґрунту при експлуатації;
- діапазону зміни природної вологості ґрунтів, що використовують для зворотних засипок;
- прийнятої схеми виконання робіт з відсипання ґрунту, що ущільнюється;
- наявного обладнання для ущільнення ґрунту;
- кліматичних умов;
- можливостей будівельної організації.

Необхідний ступінь ущільнення встановлюють за результатами комплексу лабораторних досліджень (стандартне ущільнення, визначення характеристик міцності і деформативності після ущільнення).



За необхідними значеннями s та φ або розрахункового опору основи призначають потрібний ступінь ущільнення.

Табл. 10.4 [Справочник Основания и фундаменти под ред. Г.И.Швецова]

Залежність коефіцієнту ущільнення ґрунтів від призначення ущільненої основи

Призначення	k_{com}
Для основ фундаментів будівель (споруд), важкого технологічного устаткування і підлог з рівномірним навантаженням більше 0,15 МПа	0,98...0,95
Те ж, середнього устаткування, підлог з рівномірним навантаженням більше 0,05...0,15 МПа, а також основ під фундаменти внутрішніх конструкцій	0,95...0,92
Те ж, легкого устаткування, підлог з рівномірним навантаженням менше 0,05 МПа, а також вимощення біля будівель	0,92...0,90
Насипи: верхня частина (глибиною до 1,5 м від поверхні) нижня частина (глибиною від 1,5 до 6,0 м від поверхні) незабудовані ділянки	1,0...0,95 0,95...0,90 0,90...0,88

При можливому змінненні температурно-вологісного режиму ущільнених ґрунтів за рахунок їх періодичного промерзання і відтавання необхідні значення k_{com} необхідно підвищувати на 0,01-0,02.

Попередні значення розрахункового опору ущільненого ґрунту, модуля деформації [10.7, 10.8 Швецов, 13.3, 13.4 Справочник проектировщика Сорочан]

характеристик міцності і модуля деформації для лесових ґрунтів [табл. 10.6, , табл. Е.4, ДБН В.2.1-10-2009, табл. 86 Пособія] визначають за довідковими даними.

Табл. 13.4 Сорочан, 10.8 Швецов Розрахунковий опір ущільнених ґрунтів

Ґрунти	R ₀ , МПа, при коефіцієнті ущільнення k_{com}		
	0,92	0,95	0,97
Супіски	0,20	0,25	0,28
Суглинки	0,25	0,30	0,32
Глини	0,30	0,35	0,40
Крупні піски	0,30	0,40	0,50
Середні піски	0,25	0,30	0,40
Дрібні піски	0,20	0,25	0,30

Табл. 13.3 Сорочан, 10.7 Швецов Нормативні значення Е ущільнених ґрунтів

Ґрунти	Модуль деформації, Е, МПа			
	При оптимальній вологості		У водонасиченому стані	
	$k_{com} = 0,92$	$k_{com} = 0,95$	$k_{com} = 0,92$	$k_{com} = 0,95$
Лесоподібні супіски	20	25	15	20
Лесоподібні суглинки і глини	25	30	20	25
Крупні піски	30	40	-	-
Середні піски	25	30	-	-
Дрібні піски	15	20	-	-

Табл. 10.6 Швецов Нормативні значення характеристик міцності і деформативності ущільнених лесових ґрунтів

Характеристики	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті ущільнення k_{com} і питомій вазі ґрунту у сухому стані γ_d (кН/м ³)		
	$k_{com} = 0,93$; $\gamma_d = 16$	$k_{com} = 0,95$; $\gamma_d = 17$	$k_{com} = 0,97$; $\gamma_d = 18$
Питоме зчеплення, с, кПа	55/25	75/35	100/45
Кут внутрішнього тертя, ϕ , град.	28/24	30/25	32/26
Модуль деформації, Е, МПа:			
супісків	-	20/15	-
суглиноків	-	25/20	-

Примітки. 1. Показник текучості глинистих ґрунтів $I_L \leq 0,14$.

2. В чисельнику подані значення при ступеню вологості ґрунту $S_r \leq 0,05 \dots 0,6$; в знаменнику - $S_r \geq 0,8$

В подальшому параметри ущільненого ґрунту і його характеристики уточнюються **дослідним ущільненням**.

Рекомендації щодо проведення дослідного ущільнення для всіх його видів наведені у Посібни по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-82) / НИИОСП им. Герсеванова.-М.: Стройиздат, 1986. - 567 с.

Наведемо приклади таких рекомендацій для поверхневого ущільнення важкими трамбівками або укочуванням, улаштування ґрунтових подушок та витрамбовування котлованів.

Поверхнєве ущільнення важкими трамбівками або укочуванням.

Розміри дослідних ділянок приймаються не менше 3х3 м, діаметра трамбівки або подвійної ширини робочого органа трамбуючої машини при трамбуванні і не менше 6-12 м - при ущільненні укочуванням.

Дослідне ущільнення трамбуванням **виконують для уточнення товщини** ущільненого шару, необхідного числа ударів трамбівки по одному сліду, величини пониження поверхні при ущільненні.

Дослідне ущільнення виконують у котловані, відкопаному в межах ділянки будівництва будівлі або споруди. Відмітку дна дослідного котлована визначають з урахуванням недобору ґрунту (на величину пониження поверхні при трамбуванні).

Дослідне трамбування виконують по всьому котловану двома ударами послідовно, переходячи від одного сліду до іншого.

Через кожні два удари трамбівки (прохода трамбуючої машини) по забитим у ґрунт штирям діаметром 16—20 мм, довжиною 500—600 мм нівелюванням визначається пониження поверхні.

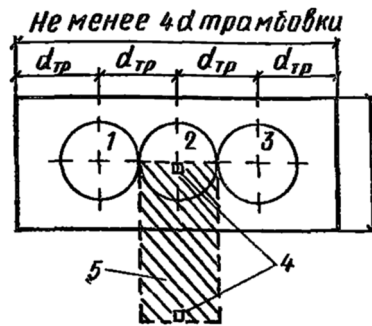


Схема дослідної ділянки з розміщенням штирів для визначення відказу: 1,2,3 – номери штирів; 4 – місця відбирання монолітів; 5 – контрольний шурф 1х2х4 м

Трамбування здійснюють до моменту, коли пониження штирів складає не більше 1-2 см для глинистих та піщаних ґрунтів і 4-5 см – для великоуламкових. За результатами нівелювання будують графіки пониження поверхні в залежності від кількості ударів (рис. 14.3).

За графіком встановлюють **величину відказу**, коли подальше трамбування стає неефективним. **Число ударів**, що відповідає моменту досягнення відказу, приймають за мінімально необхідне.

Середня величина пониження поверхні в момент досягнення відказу приймається за **величину недобору ґрунту** в котловані.

Для контрольного визначення **товщини ущільненого шару** в середині ділянки відкопується шурф на глибину двох діаметрів трамбівки, в якому через 0,25 м по глибині визначають щільність і вологість ґрунту.

Влаштування ґрунтових подушок.

При влаштуванні ґрунтових подушок уточнюють товщину відсіпання шарів ґрунту, число проходів трамбуючої машини по одному сліду і середню питому вагу сухого ґрунту в ущільненому шарі.

Дослідне ущільнення виконується при трьох варіантах: числі проходів котків 6, 8 та 10 або ударів трамбівки (проходів трамбуючої машини) по одному сліду – 8, 10 та 12. Ущільнення виконується для всіх різновидів ґрунту не менше ніж при трьох відповідних значеннях їх вологості, рівних $1,2w_p$, $1,0w_p$, $0,8w_p$. Товщину шарів, що відсіпаються приймають H , $1,2H$ та $0,8H$, де H – рекомендована товщина шару для заданого механізму (табл. 3 Пособія по производству работ).

Після ущільнення визначають щільність і вологість ущільненого ґрунту на двох горизонтах (верхня і нижня частини шару ущільнення).

За результатами будують графіки залежності щільності від вологості при різному числі проходок та різній товщині шарів. За графіками обирають оптимальні параметри, що забезпечують проектну щільність ґрунту.

Витрамбовування котлованів.

Дослідні роботи з витрамбовування котлованів виконують з метою визначення: **середньої кількості ударів трамбівки** заданої маси та розмірів; **оптимальної висоти скидання** для витрамбовування котлованів необхідної глибини; для фундаментів з розширенням з жорсткого матеріалу – кількості і об'ємів засипання жорсткого матеріалу, а також необхідної **кількості ударів для витрамбовування кожної порції засипки в дно котлована; щільності сухого ґрунту; вологості і характеристик міцності ущільненого ґрунту; розмірів ущільненої зони і розмірів розширення з жорсткого матеріалу.**

Для стрічкових переривчастих фундаментів визначається мінімально допустима відстань між двома сусідніми котлованами.

Дослідне витрамбовування виконується з замірюванням пониження дна котлована після кожних двох ударів трамбівки.

Для контрольного визначення розмірів ущільненої зони в центрі котлована відкопується шурф на глибину двох діаметрів основи трамбівки з відбиранням проб ґрунту по глибині і в сторони від центру через 0,2 - 0,25 м.

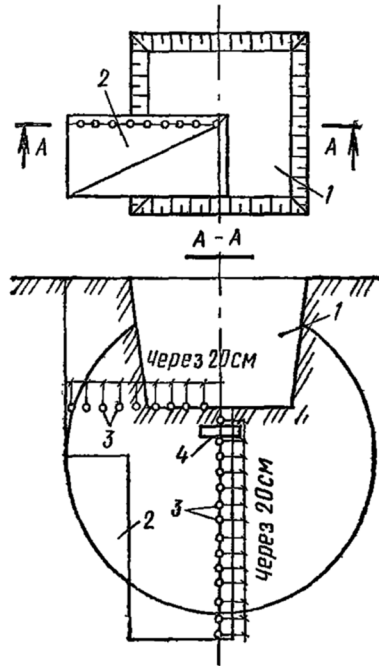
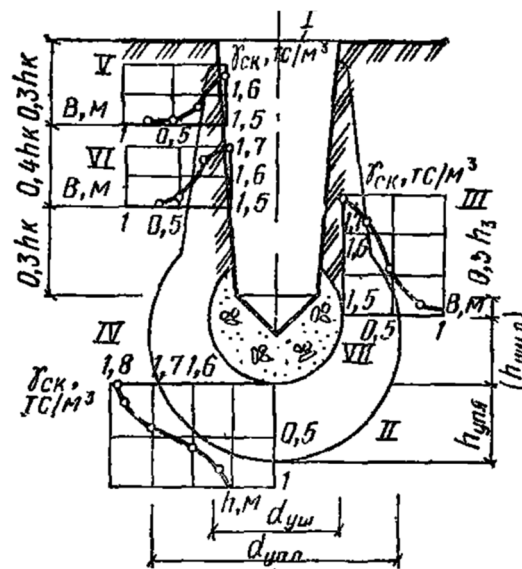


Схема відбирання проб з шурфа при проведенні дослідних робіт:
 1 — витрамбований котлован; 2 — шурф; 3 — місце відбирання зразків для
 определения W , ϵ_{sl} та γ_d ; 4 - місця відбирання монолітів для визначення c та ϕ

Для витрамбованих котлованів з розширеною основою фіксується об'єм кожної порції втрамбованого матеріалу і розміри в плані і по глибині одержаного розширення.



Ущільнена зона і графіки змінення γ_d ущільнених ґрунтів для подовжених фундаментів з розширенням:

I — витрамбований котлован; II — ущільнена зона; III — по горизонталі від осі котлована або від розширення, IV — по вертикалі нижче дна котлована або від розширення, V, VI — по горизонталі від бічної поверхні; VII — розширення

За результатами будують графіки зміни щільності по глибині і в сторони, за якими визначають розміри ущільненої зони і розширення.

Для визначення мінімально допустимої відстані між котлованами стрічкових переривчастих фундаментів витрамбовується чотири дослідних котлована з відстанню між ними поверху відповідно $b_{\text{сер.}}$, $0,8 b_{\text{сер.}}$, $0,5 b_{\text{сер.}}$.

Мінімально допустима відстань між витрамбовуваними котлованами призначається виходячи з таких умов:

- обов'язкове збереження стінок раніше пробитих котлованів;
- горизонтальне переміщення верху сусідньої стінки раніше пробитого котлована не повинно перевищувати 10 см, а низу – 4 см;
- вертикальне переміщення (підйом) дна раніше витрамбованого котлована не повинно перевищувати 4 см.

Лекція 6

Конструювання фундаментів

1. Конструювання фундаментів мілкового закладання
2. Конструювання ростверків пальових фундаментів

1 Конструювання фундаментів мілкового закладання

Стовпчасті фундаменти.

Монолітні фундаменти рекомендується проектувати уступчастого типу, плитна частина яких має від одного до трьох уступів.

Всі розміри фундаменту слід приймати кратними 300 мм з умови їх виготовлення із застосуванням інвентарної опалубки.

При центральному навантаженні і квадратній колоні підшву фундаменту слід приймати квадратною, в інших випадках прямокутною зі співвідношенням сторін не більше 1,67.

З'єднання фундаменту з колоною виконується монолітним для фундаментів під монолітні колони (рис. 1) і стаканним для збірних або монолітних фундаментів під збірні колони (рис. 2, 3).

Загальна висота стовпчастих фундаментів під збірні залізобетонні колони визначається за конструктивними вимогами, умовами міцності та заглиблення колони в стакан, глибини закладання тощо.

У цьому випадку висота підколонника залежить від глибини фундаменту, а висота плитної частини визначається розрахунком на продавлювання (рис. 2).

Для будинків та споруд з підвалами улаштовуються або фундаменти з високими підколонниками, що служать колонами підвалу, або можуть влаштовуватись фундаменти стаканного типу без підколонника. У першому наближенні конструктивна висота фундаменту згідно з рис. 3

$$H_f = \delta_0 + h_{ob} + h_{\delta} + h_h, \quad (1)$$

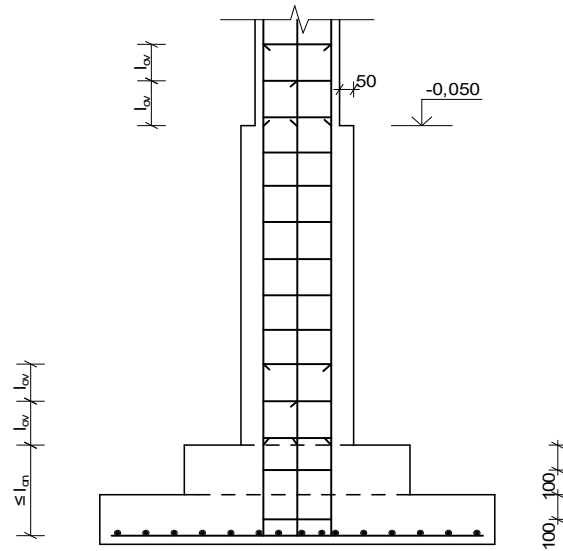


Рисунок 1 – Конструкція фундаменту під монолітну колону

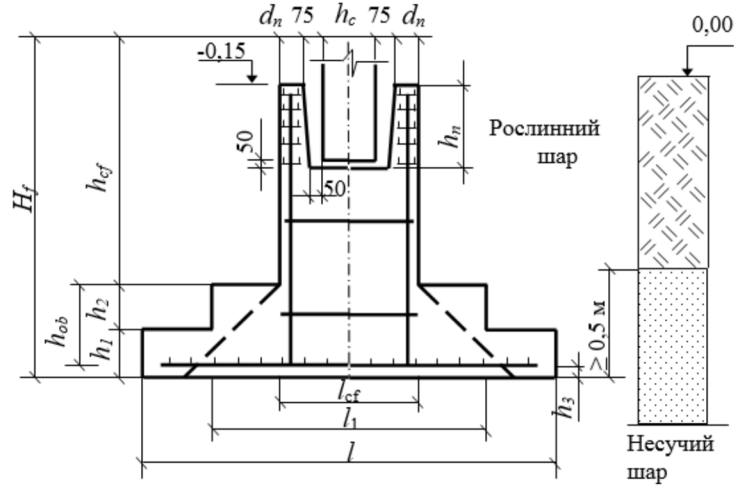


Рисунок 2 – Конструкція фундаменту з підколонником

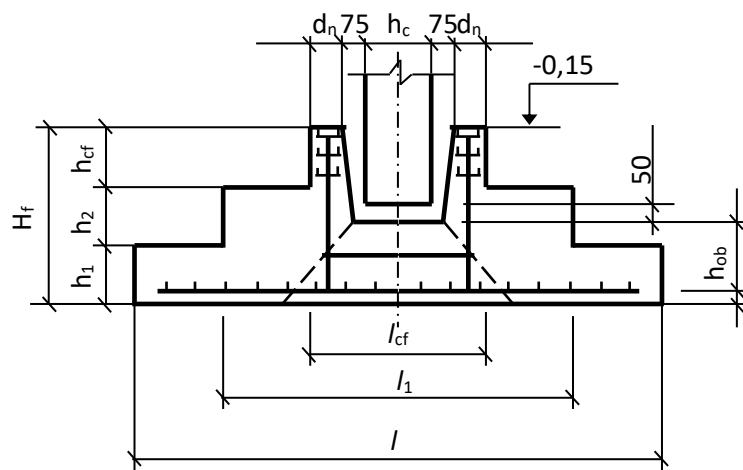


Рисунок 3 – Конструкція фундаменту під збірну колону без підколонника

де δ_0 – товщина захисного шару бетону, яка приймається для нижньої арматури фундаментів не менше 70 мм при відсутності бетонної підготовки та 35 мм при її наявності;

$h_{об}$ – робоча висота дна стакана, яка визначається із розрахунку на продавлювання і приймається від дна стакана до площини розташування розтягнутої арматури, але не менше 200 мм;

h_6 – товщина шару бетону 50 мм, який укладається при замонолічуванні колони;

h_h – глибина заглиблення колони у стакан.

Глибину заглиблення типових колон у стакан приймають за відповідними типовими серіями.

Глибина заглиблення h_h колони у стакан прямокутного перерізу при ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 \leq 2h_c$ приймається не менше h_c – висоти поперечного перерізу колони.

При $e_0 > 2h_c$ і відношенні товщини стінки стакана d_h до висоти h_{cf} верхнього уступу фундаменту або до глибини стакана d_p $d_h / h_{cf} (d_h / d_p) > 0,5$ глибина заглиблення $h_h > h_c$. Якщо відношення $d_h / h_{cf} (d_h / d_p) \leq 0,5$ при $e_0 > 2h_c$ (рис. 2), то

$$h_h = h_c + \frac{1}{3} (h_c - 2d_h) \left(\frac{e_0}{h_c} - 2 \right) \quad (2)$$

При цьому h_h – повинна знаходитись у межах $h_c \leq h_h \leq 1,4 h_c$

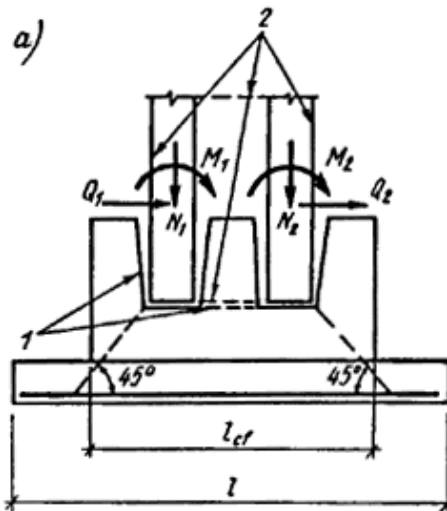
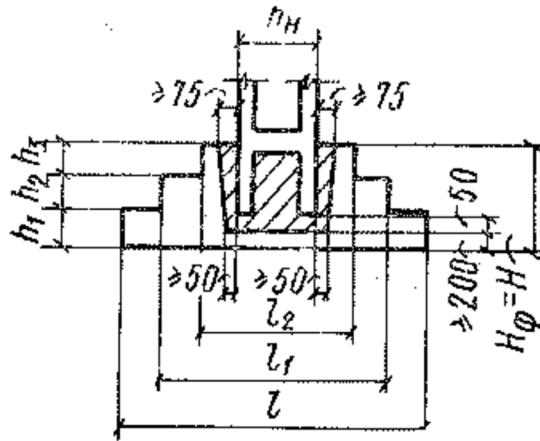
Глибина заглиблення двовіткових колон визначається з умови, м:

$$h_h = 0,5 + 0,33 h_{out}, \quad (3)$$

де h_{out} – відстань між зовнішніми гранями віток колони, м.

При $h_h < 1,2$ м глибина заглиблення приймається 1,2 м.

Стакан під двовіткові колони з відстанню між зовнішніми гранями віток не більше **2400** мм виконується спільним під обидві вітки, а з відстанню більше 2400 мм – роздільно під кожну вітку.



Крім того, величина заглиблення колон у стакан повинна задовольняти вимоги запуску робочої арматури колон.

Глибина запуску робочої арматури класу А400С колон прямокутного перерізу з бетону класу С12/15 становить $30d$ для розтягнутої та $18d$ – для стиснутої робочої арматури, для двовіткових колон тих же класів арматури та бетону відповідно $35d$ та $18d$. Для робочої арматури класу А400С, для колон з бетону класу С16/20 прямокутного перерізу величина запуску приймається відповідно $25d$ та $15d$ для розтягнутої та стиснутої зони і $30d$ та $15d$ – для двовіткових колон. Тут d – діаметр робочої арматури.

Мінімальну товщину стінок неармованого стакана належить приймати не менше $0,75$ висоти верхнього уступу (підколонника) або $0,75$ глибини стакана і не менше 200 мм. Товщина стінок армованого стакана, які розташовані в площині дії згинального моменту, повинна бути не менша $0,2 h_c$ при ексцентриситеті

поздовжньої сили $e_0 \leq 2h_c$ та $0,3h_c$ при ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 > 2h_c$, а для двовіткових колон у тому і іншому випадках – $0,2 h_{out}$, але у всякому разі не менше 150 мм.

Висоту уступів рекомендується призначати рівною 300, 450 мм, а при великій висоті плитної частини – 600 мм.

Виліт нижнього уступу фундаменту при тискові на ґрунт p без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах до 350 кПа приймається на більше $3h_{01}$. При $p > 350$ кПа виліт нижнього уступу приймається не більше $2,5h_{01}$. Тут h_{01} – робоча висота нижнього уступу.

З'єднання монолітних фундаментів з монолітними колонами здійснюється шляхом з'єднання арматури колони з випусками з фундаменту.

Запуск випусків арматури у фундамент і довжина випусків з фундаменту повинні бути для бетону класу C12/15 не менше:

- для арматури класу A400C – $45d$.

Тут d – діаметр робочої арматури.

Відстань від грані колони до грані підколонника приймається не менше 50 мм.

Висота фундаменту під сталеві колони визначається глибиною замурування анкерних болтів. Анкерні болти діаметром d повинні бути замуровані у фундамент на величину l_0 , яка дорівнює **$25d$ (для анкерів з відгином) та $15d$ (для болтів з анкерною плитою)**. Геометричні розміри уступів, підколонника та фундаменту в цілому аналогічні описаним раніше для залізобетонних колон.

Відмітка обрізу фундаментів під металеві колони приймається $-0,700$ або $-1,000$ м в залежності від висоти бази колони.

Відстань від грані сталеві плити бази колони до грані підколонника приймається не менше 50 мм.

Відстань від осі анкерного болта з відгином до грані підколонника повинна бути не менше $4d$ і не менше 150 мм при діаметрі анкерних болтів d до 48 мм і не менше 200 мм при $d > 48$ мм. Для болтів з анкерною плитою відстань від грані анкерної плити до грані підколонника повинна бути не менше 70 мм.

Для залізобетонних фундаментів під збірні колони належить призначати **бетон класів В12,5 та В15**, під монолітні колони – відповідно до класу бетону колони.

Армування підшви окремих фундаментів рекомендується виконувати зварними сітками із арматури періодичного профілю класу А400С відповідно до ДСТУ 3760:2006.

Діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони фундаменту розміром 3 м і менше, повинен бути не менше 10 мм; діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони розміром більше 3 м, – не менше 12 мм.

Армування підколоникив здійснюється за принципом армування колон з дотриманням відповідних конструктивних вимог.

Стрічкові фундаменти

Ці фундаменти застосовуються як у монолітному, так і у збірному варіантах. При розрахунковій ширині фундаменту не більше 3,2 м застосовуються стрічкові фундаменти із фундаментних плит і фундаментних стінових блоків, які виготовляються у заводських умовах.

Фундаментні плити позначаються таким чином: ФЛ.в.1 – n т,

де ФЛ – фундамент стрічковий (ленточный російською мовою),

в – ширина плити в дм, яка дорівнює 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 24, 28 та 32 дм;

l – довжина плит у дм, яка дорівнює 8, 12 та 24 дм, при цьому для плит ФЛ6 та ФЛ8 довжина буває 12 та 24 дм. Усі інші плити шириною до 1,6 м мають довжину 8, 12, та 24 дм (з урахуванням товщини шва для розчину); при ширині 2,0 м і більше – довжину 8 та 12 дм;

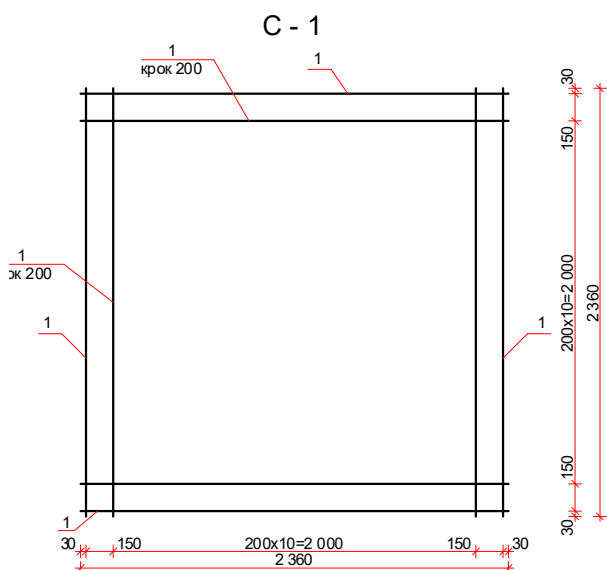
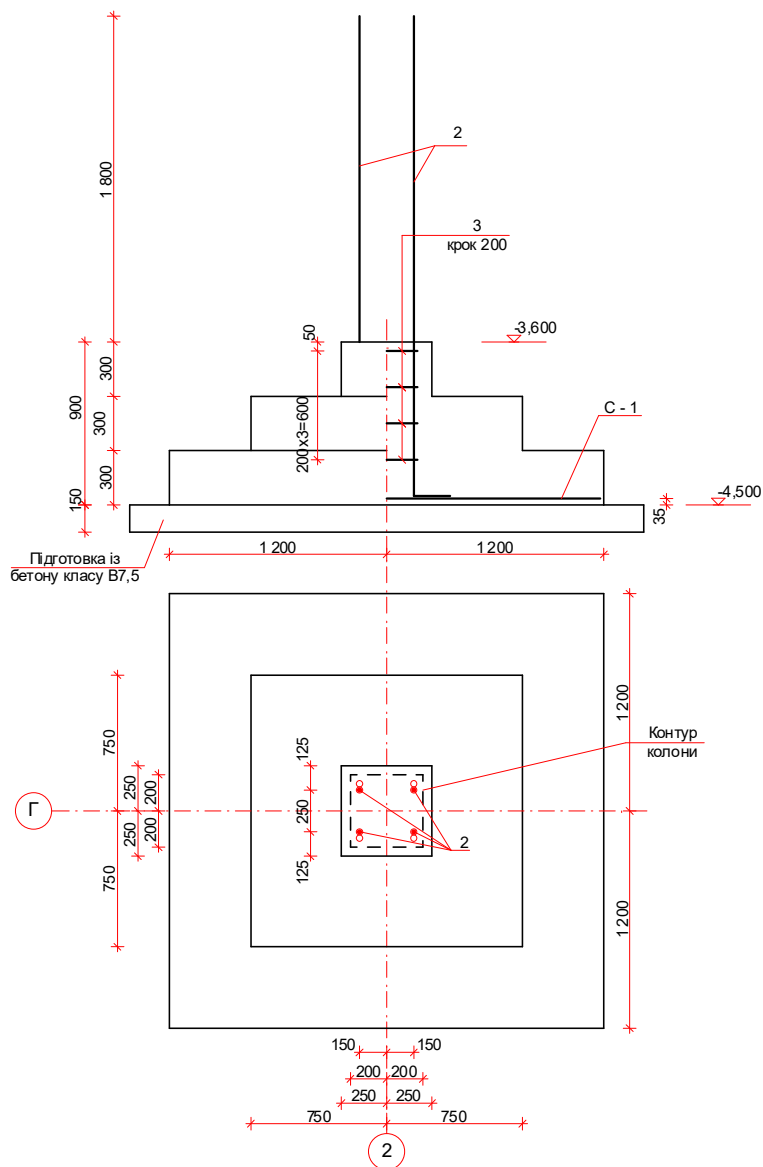
n = 1,2,3,4 – тип інтенсивності армування за каталогом;

т – важкий (тяжелый російською мовою) бетон.

Наприклад ФЛ.8.12 – 2т, ФЛ.16.24 – 3т, ФЛ.32.8 – 1т.

Монолітні стрічкові фундаменти влаштовуються прямокутної форми висотою не менше 300 мм. Ширина монолітних стрічкових фундаментів приймається кратною 100 мм.

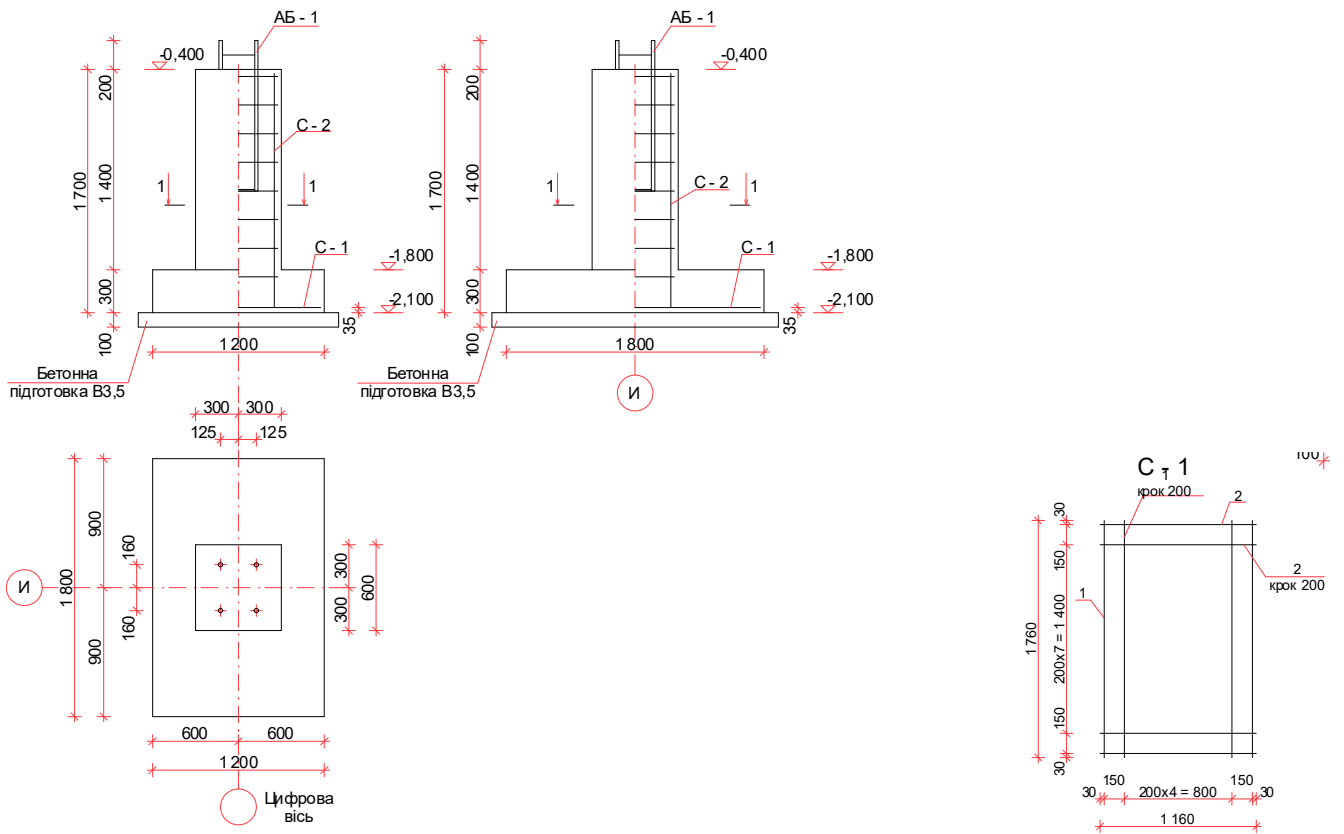
Конструювання арматурного каркасу (зварний або в'язаний варіанти).



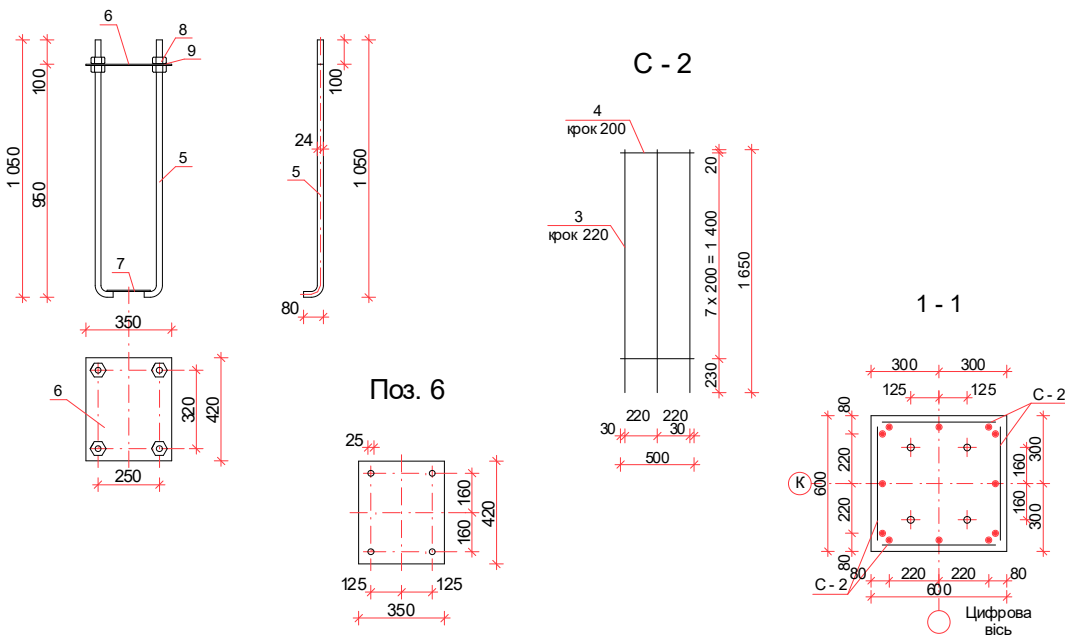
Відомість деталей

Поз.	Ескіз
2	
3	

Арматурний каркас для фундаменту під монолітну колону. В'язаний варіант

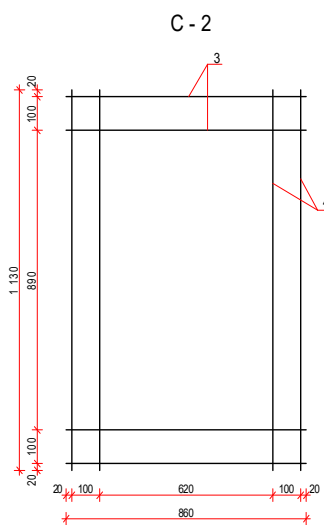
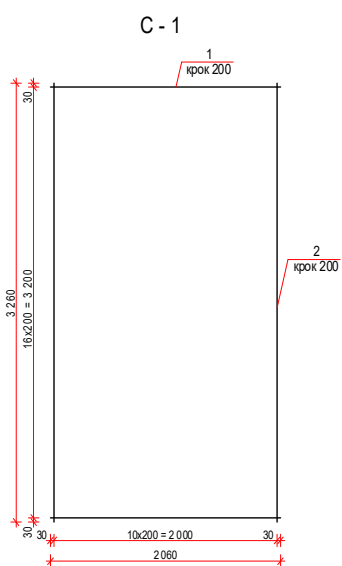
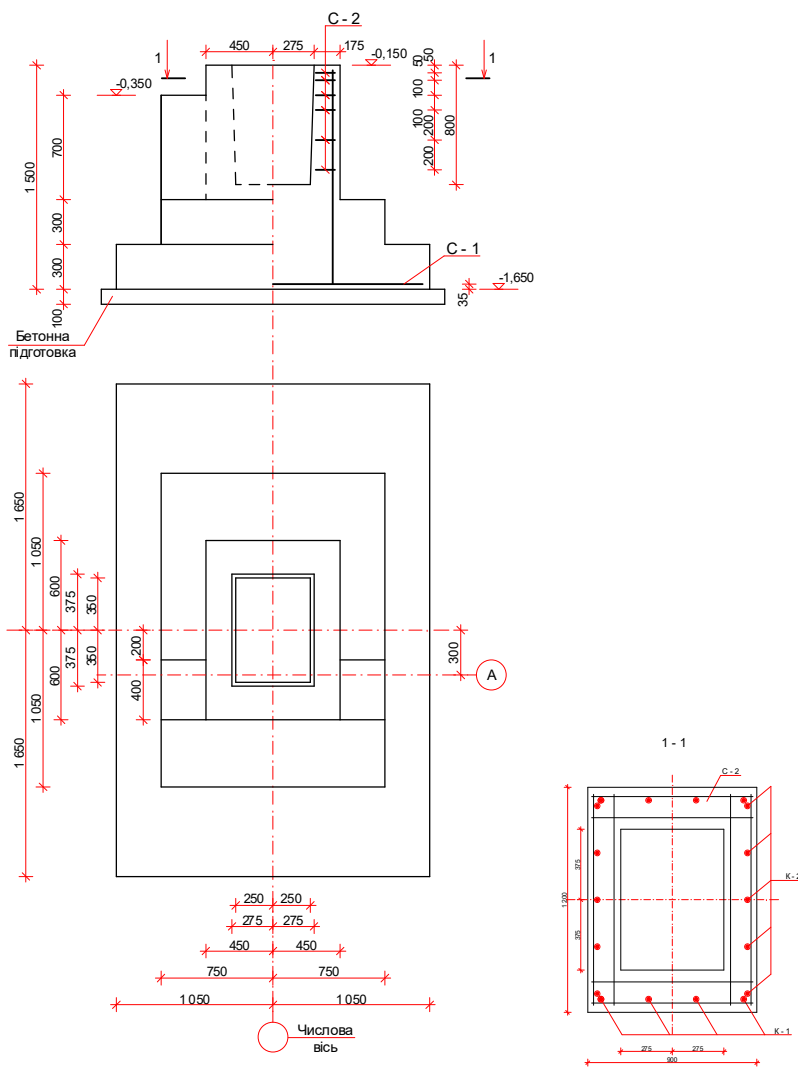


АБ - 1

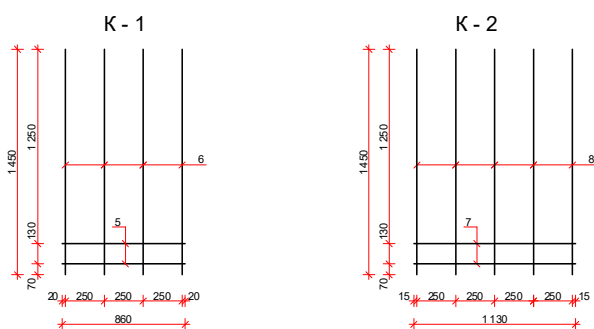


Арматурний каркас для фундаменту під металеву колону. Зварний варіант

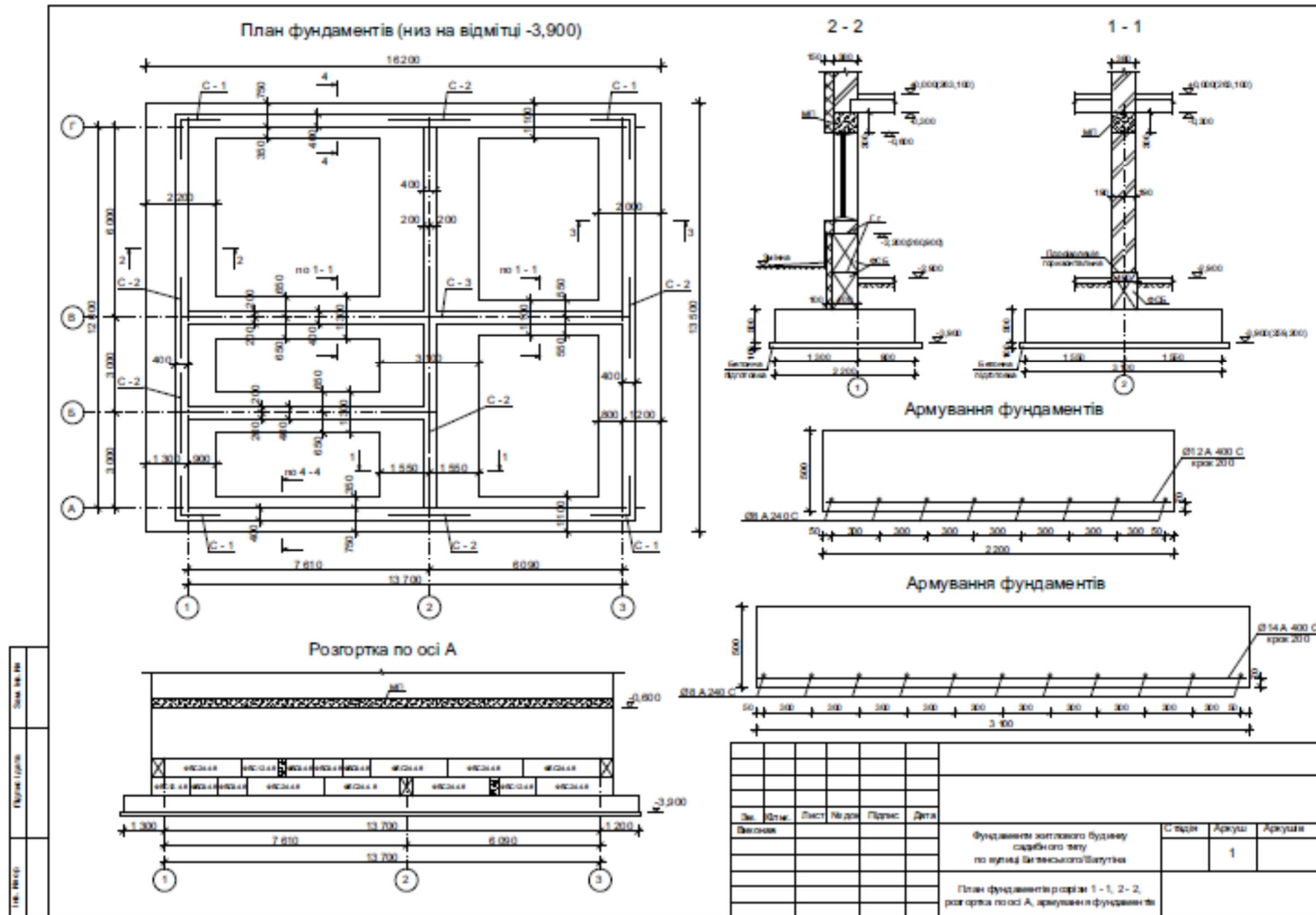
ФМ - 1 в варіанті
мілкого закладання



Арматурний каркас для фундаменту під збірну залізобетонну колону. Зварний варіант



Армування монолітного стрічкового фундаменту



Конструювання плитних фундаментів.

Схема розташування нижньої арматури плити ФП - 1
вздовж буквених осей

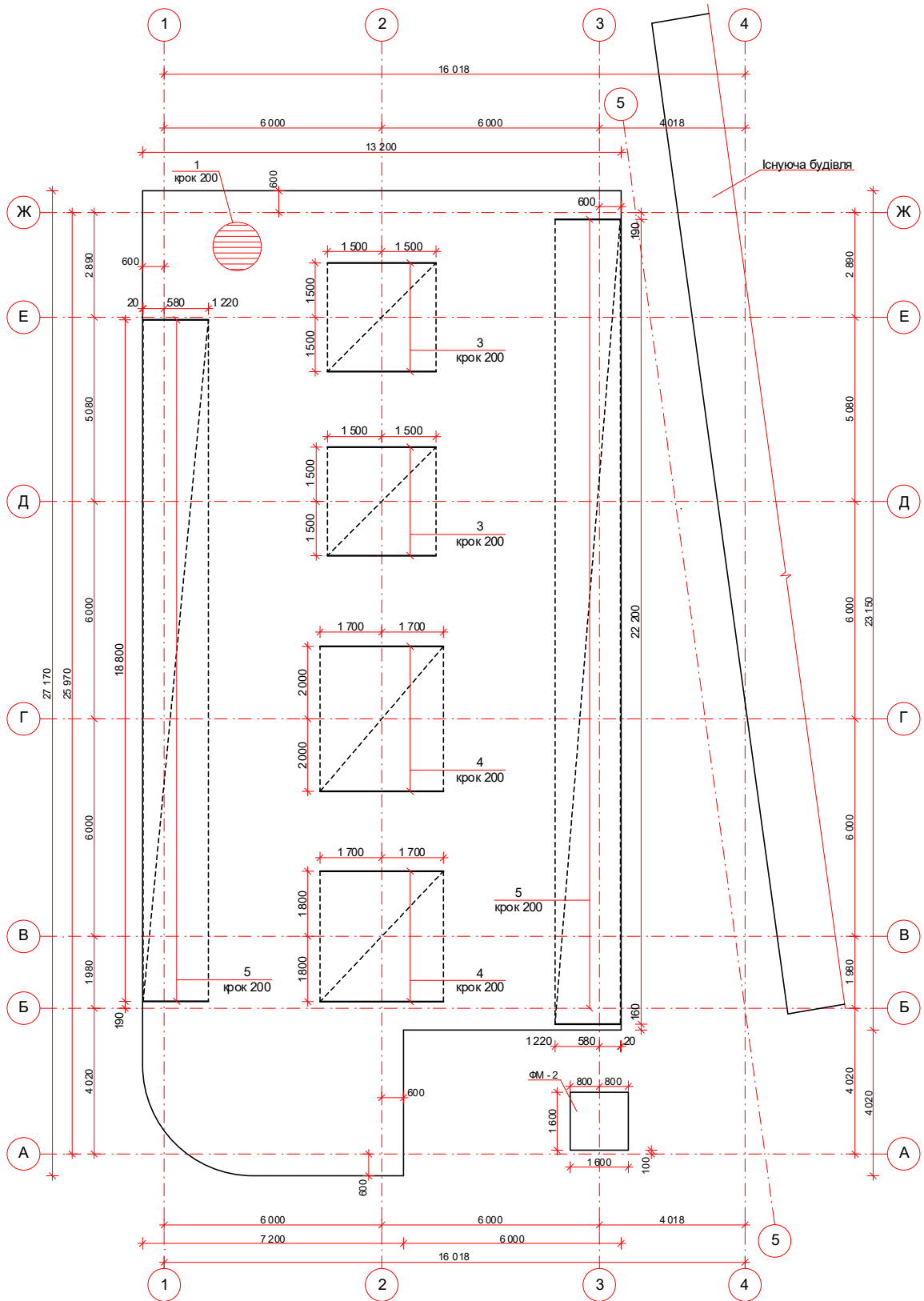
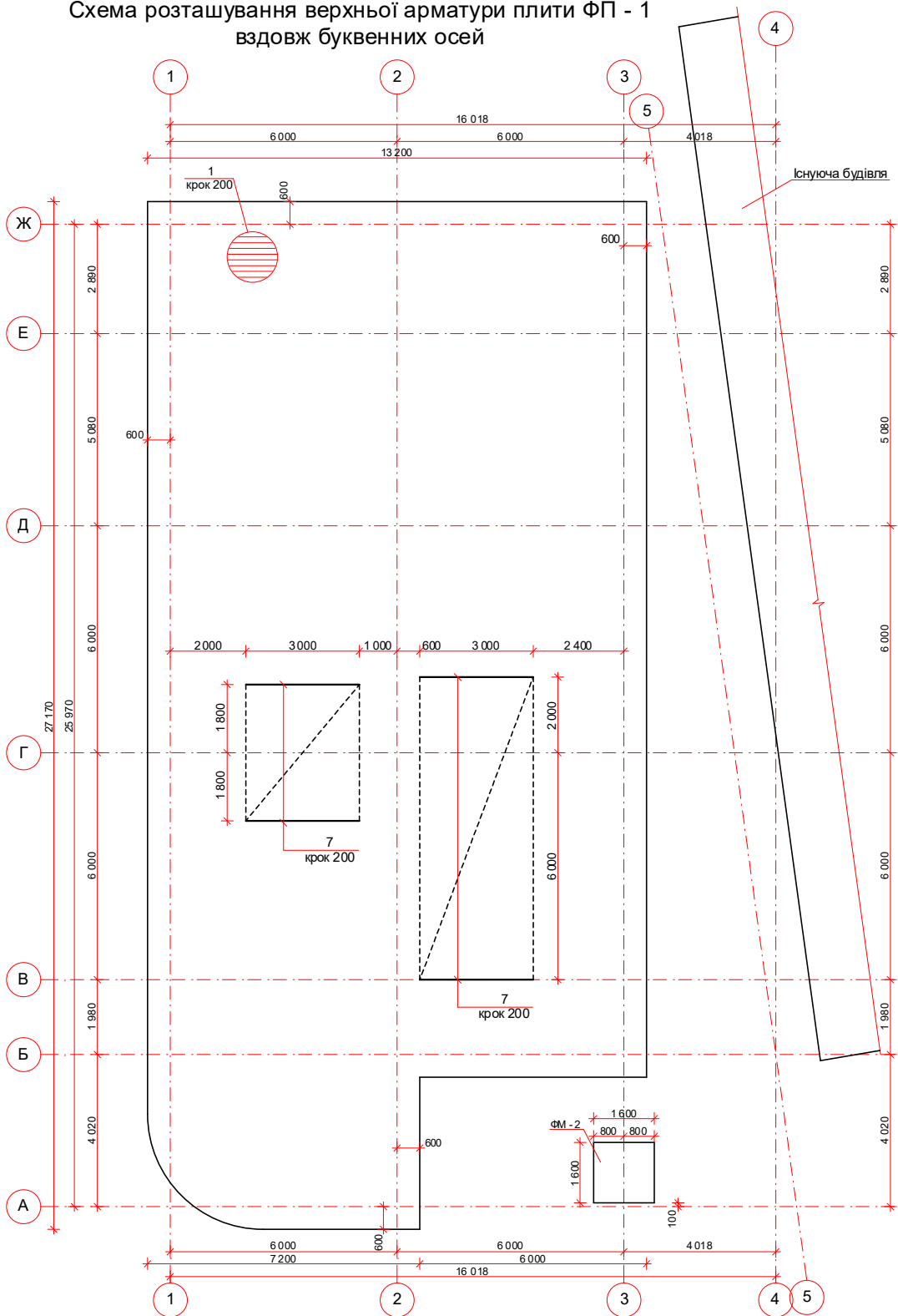
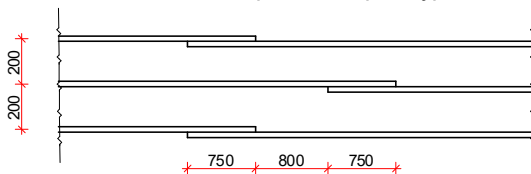


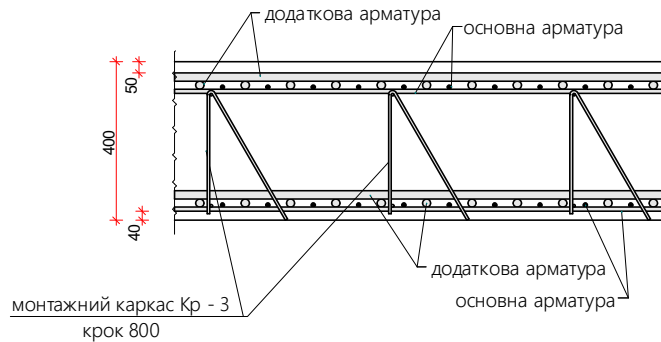
Схема розташування верхньої арматури плити ФП - 1
вздовж буквених осей



Деталь стикування стержнів
основної робочої арматури



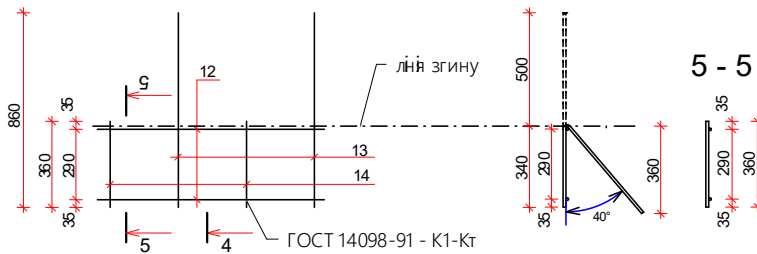
Деталь установки монтажних каркасів



Кр - 3



4 - 4



1. Загальні вказівки див. арк. 1 даного комплекту креслень.
2. Даний аркуш див. разом з арк. 5 - 11.
3. Монтажні каркаси Кр - 3 встановлюють після укладки нижньої арматури фундаментної плити.
4. Монтажні каркаси Кр - 3 можуть виготовлятися будь-якої зручної довжини та встановлюються з кроком 800 мм.
5. Відстань від кінців повздовжніх стержнів монтажних каркасів Кр - 3 до країв фундаментної плити - 50 мм.
6. Загальна довжина монтажних каркасів Кр - 3 - 403,4 м.
7. Нижні горизонтальні стержні двох крайніх монтажних каркасів приєднати до нижньої арматури фундаментної плити дуговими ручними прихватками згідно з ГОСТ 14098-91 з'єднанням типу КЗ-Рр. Внутрішні перетини стержнів інших каркасів та нижньої арматури фундаментної плити повинні бути перев'язані через вузол у шаховому порядку.
8. Стержні поз. 1, 2 виконувати із наявних довжин шляхом стикування у напусток згідно з "деталлю стикування стержнів основної робочої арматури". Стики виконувати в розбіжку. В одному перерізі стикувати не більше 50% стиків.
7. Захисний шар для нижньої арматури 40 мм.
8. Всі стержні нижньої та верхньої сітки повинні бути з'єднані в'язальним дротом в шаховому порядку. Всі перетини на двох стержнях біля країв плити повинні бути з'єднані в'язальним дротом.
9. В місцях, де основне армування відстає від краю плити більше ніж на 100 мм, необхідно поставити додатковий стержень на відстані 60 мм від краю плити з обов'язковим виконанням вимог вказівок 6 та 8
10. Армування фундаментної плити у нижній та верхній зонах складається з основного армування (поз. 1, 2 з кроком 200мм), та додаткового армування окремих ділянок, вказаних на арк. 5-7.
11. Основну робочу арматуру стикувати по деталі стикування.
12. У місцях перетину стержнів арматуру зв'язати в'язальним дротом.

2.Конструювання ростверків

Клас бетону для ростверків пальових фундаментів з важкого бетону приймається не нижче: збірні – С12/15, монолітні С12/15.

При заробленні верхніх кінців паль в плиту ростверка на глибину 50 мм арматурні сітки плити ростверка вкладаються зверху на оголовки паль. При заробленні верхніх кінців паль в плиту ростверка на більшу глибину стержні сіток, що потрапляють на палі, вирізаються, і сітки вкладаються із захисним шаром 50 мм. У випадку необхідності за розрахунком на заміну вирізаних стержнів по контуру паль укладаються додаткові місцеві сітки або окремі стержні, прив'язані до основних сіток.

Ширину ростверків стрічкових фундаментів призначають не менше 400 мм, висоту не менше 400 мм [7]. Ширина стрічкового ростверка при розміщенні паль з поперечником розміром d в один ряд

$$b = d + 200, \quad (4)$$

де b – ширина стрічки.

Ширина стрічкового ростверка при багаторядному розміщенні паль

$$b = a(n - 1) + d + 2e, \quad (5)$$

де a – відстань між осями паль;

n – число рядів паль;

e – звис ростверка.

Розміри ростверка під колону в плані приймаються кратними 300 мм, його конструктивна висота приймається за тими ж вимогами, які ставляться при проектуванні фундаментів мілкового закладання (див. п.3.3), при цьому при стаканному стикові колони з ростверком відстань від дна стакана до підосви ростверка призначається не менше 400 мм. Розміри ростверків по висоті приймаються кратними 150 мм.

При коригуванні висоти ростверка за умови міцності доцільно спочатку збільшити клас бетону ростверка, а потім його висоту.

З'єднання ростверка з палями може бути шарнірним або жорстким.

Жорстке з'єднання ростверка з палями передбачають в таких випадках [8, п. 8.5.1.10]:

- стволи палей розташовані в слабких ґрунтах (пухкі піски, пілувато-глинисті ґрунти текучої консистенції, мули, торфи і таке інше);
- в місцях з'єднання стискаюче навантаження, яке передається на палю, прикладене з ексцентриситетом, що виходить за межі її ядра перерізу;
- на палю діють горизонтальні навантаження, переміщення від яких при вільному спіранні виявляються більшими за граничні для споруди, що проектується;
- в фундаменті є нахилені палі або складені вертикальні палі;
- палі сприймають висмикувальні навантаження.

Жорстке з'єднання залізобетонних палей з монолітним залізобетонним ростверком передбачає заведення голови палі в ростверк на глибину, яка відповідає довжині анкерування арматури або заведення в ростверк випусків арматури на довжину їх анкерування згідно з нормами на залізобетонні конструкції, але не менше 20 діаметрів арматури або 250 мм. В останньому випадку в голові попередньо напружених палей передбачається ненапружений арматурний каркас, що використовується в подальшому як анкерна арматура. Анкерування в ростверк палей, які працюють на висмикувальні навантаження, передбачається заведенням арматури палей в ростверк на глибину, визначену розрахунком на висмикування, але не менше 400 мм.

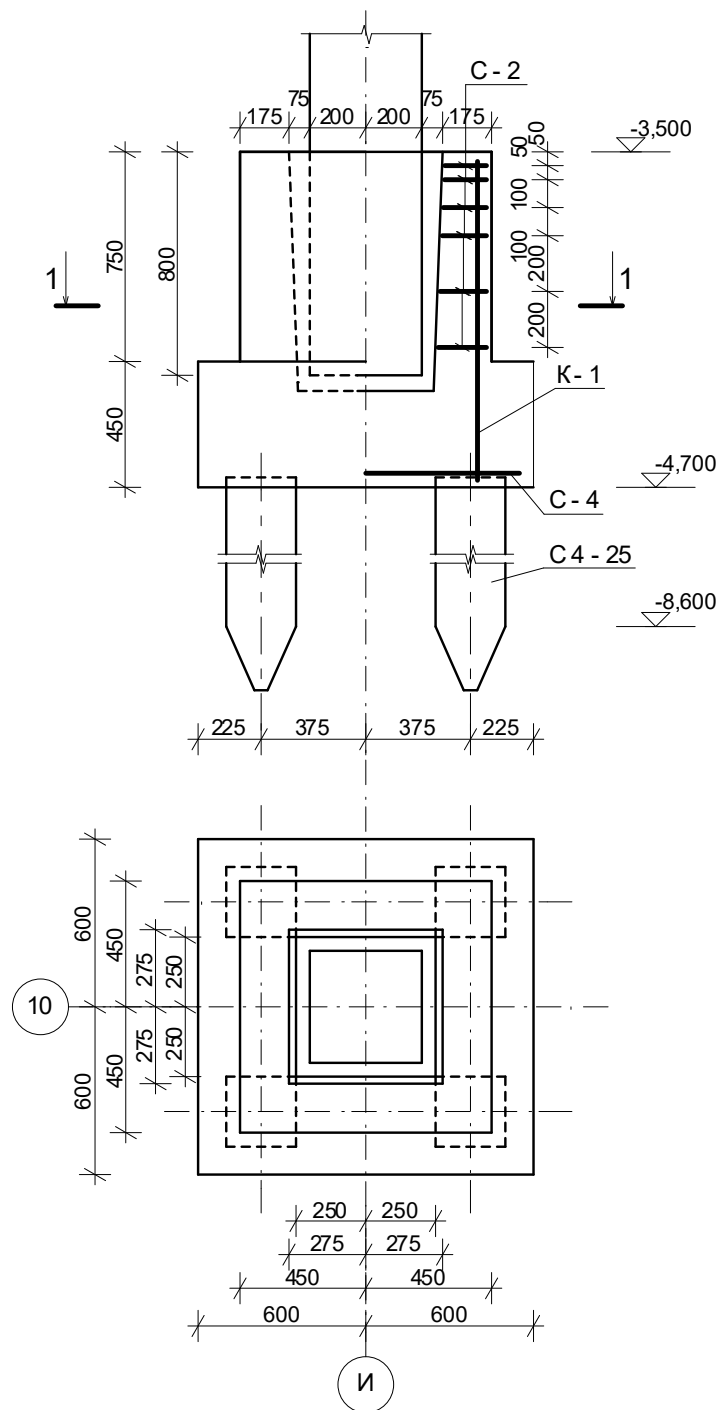


Рисунок – Конструктивне рішення ростверка під збірну залізобетонну колону

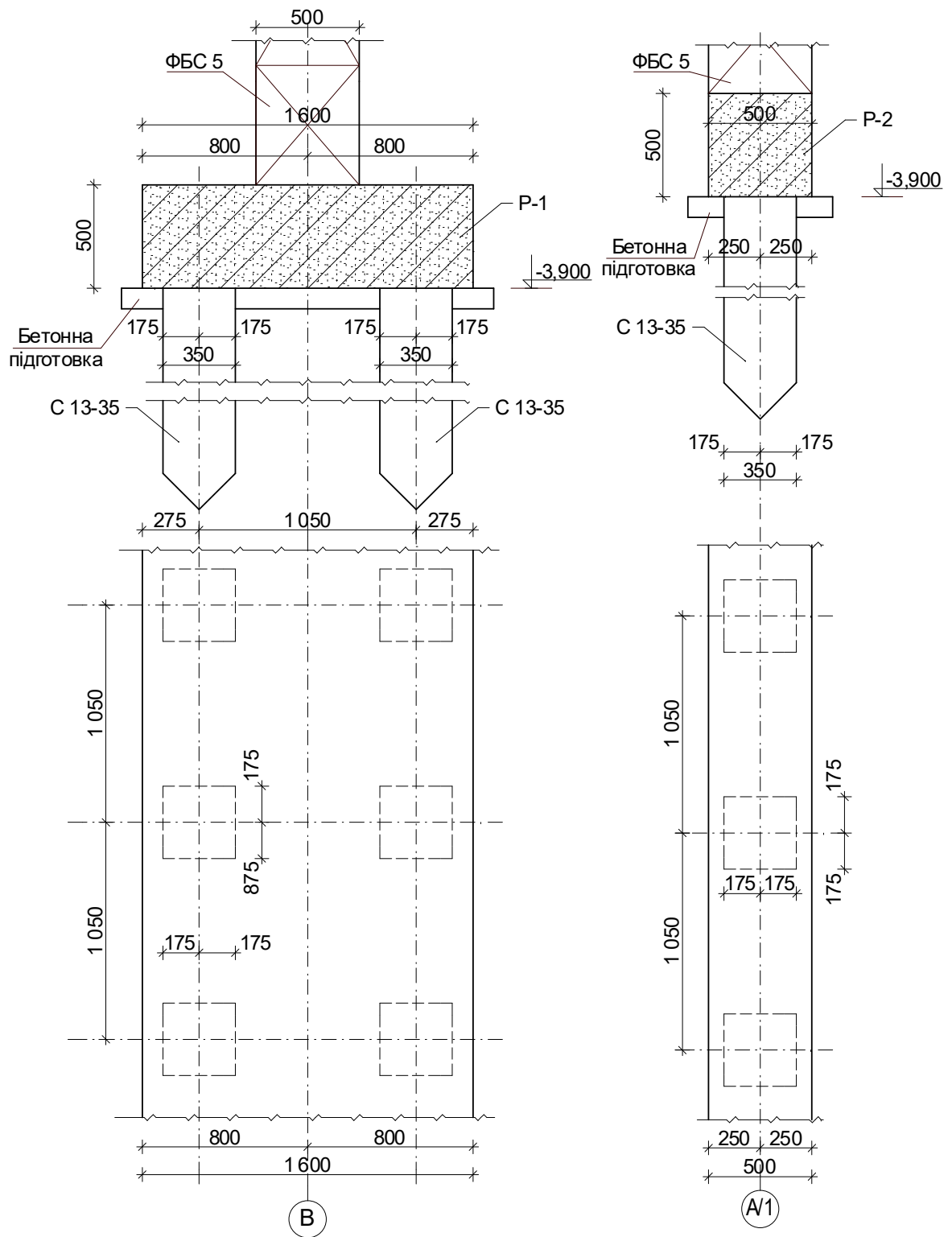
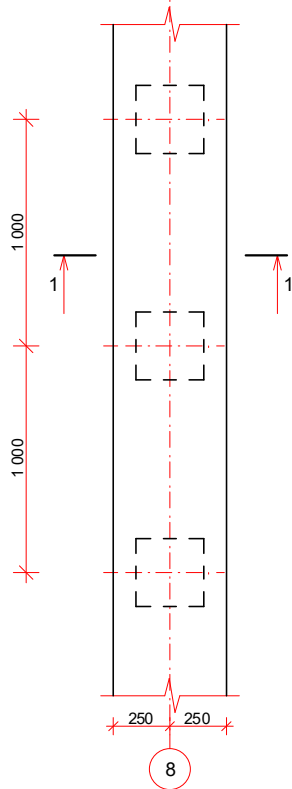
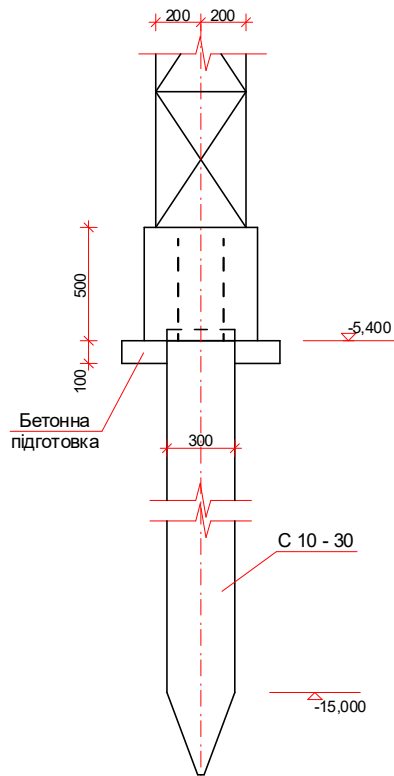
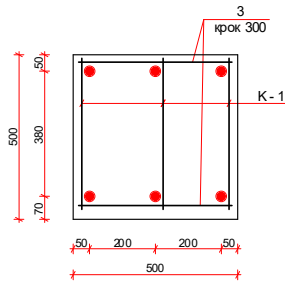


Рисунок – Конструктивне рішення ростверків стрічкових фундаментів при однорядному і дворядному розміщенні паль

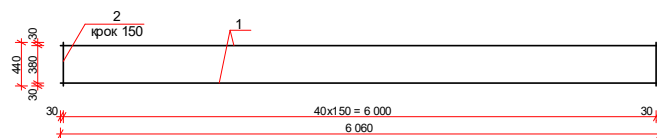
Армування стрічкових пальових ростверків



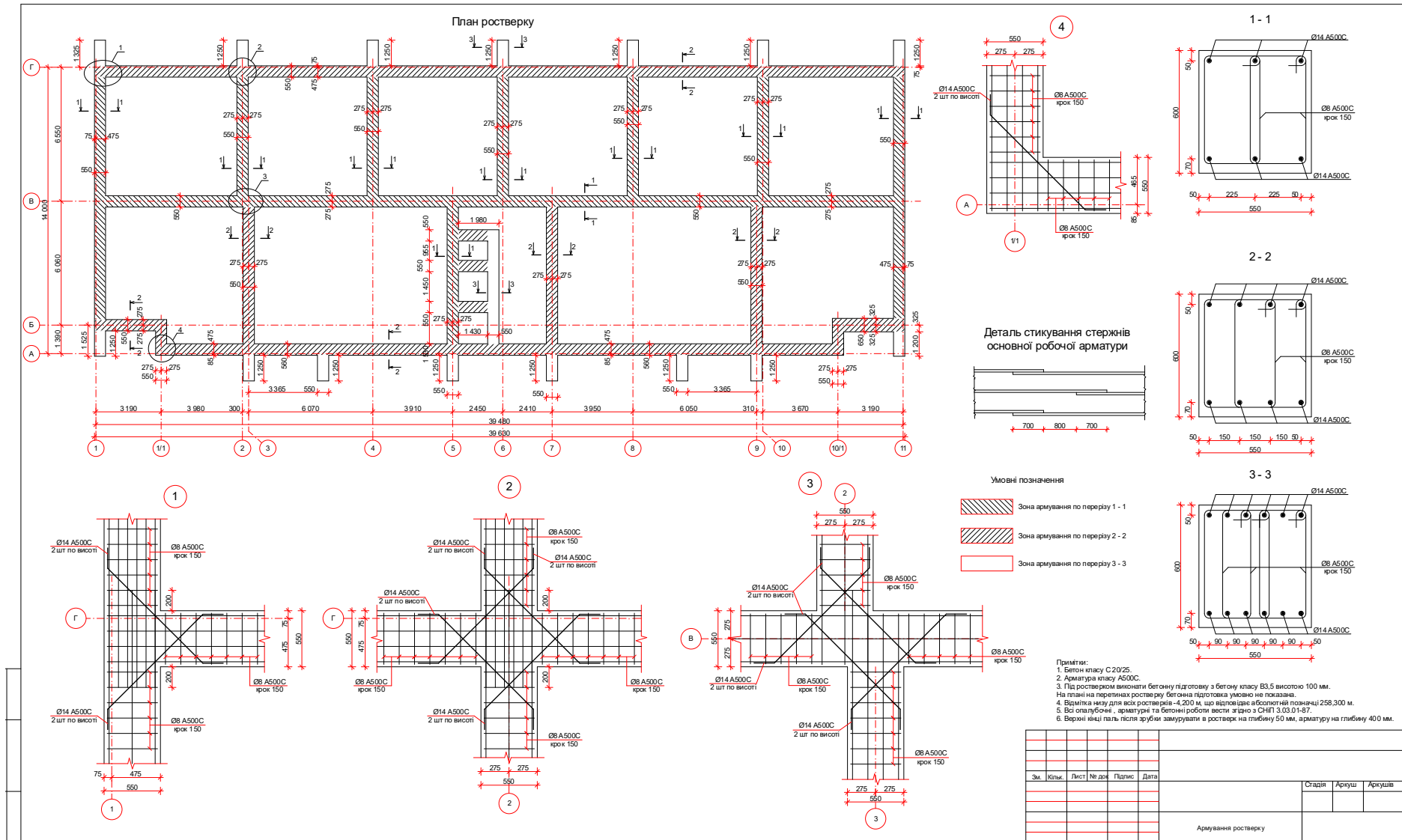
1 - 1



К - 1



Зварний варіант



В'язаний варіант

Лекція 7

Розрахунок міцності тіла фундаментів мілкового закладання

1. Розрахунок тіла фундаменту на продавлювання.
2. Розрахунок тіла стаканного фундаменту на розколювання.
3. Розрахунок фундаменту на згин.
4. Розрахунок фундаменту на дію поперечної сили.
5. Розрахунок на зім'яття під колоною.
6. Розрахунок підколоники.

1 Розрахунок тіла фундаменту на продавлювання

Мінімальна висота плитної частини фундаменту визначається розрахунком на продавлювання. При цьому продавлююча сила повинна бути сприйнята бетонним перерізом плитної частини фундаменту, як правило, без встановлення поперечної арматури. Лише в стиснених умовах (при обмеженні висоти фундаменту) допускається встановлення поперечної арматури.

Можливі дві схеми розрахунку на продавлювання в залежності від виду сполучення колони з фундаментом:

- при монолітному сполученні колони з фундаментом або підколонику з плитною частиною фундаменту при висоті підколонику $h_{cf} \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$ (рис. 1), а також при стаканному сполученні збірної колони з фундаментом з високим підколонику ($h_{cf} - d_p \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$). В цьому випадку продавлювання плитної частини розглядається від низу монолітної колони або підколонику на дію поздовжньої сили N_m та згинального моменту M_m ;

- при стаканному сполученні збірної колони з фундаментом з низьким підколонику ($h_{cf} - d_p < 0,5(l_{cf} - l_c)$). В цьому випадку продавлювання фундаменту розглядається від дна стакана на дію **лише поздовжньої сили** N_m . Додатково при цьому фундаменти розраховуються на розколювання від поздовжньої сили N_m (рис. 1).

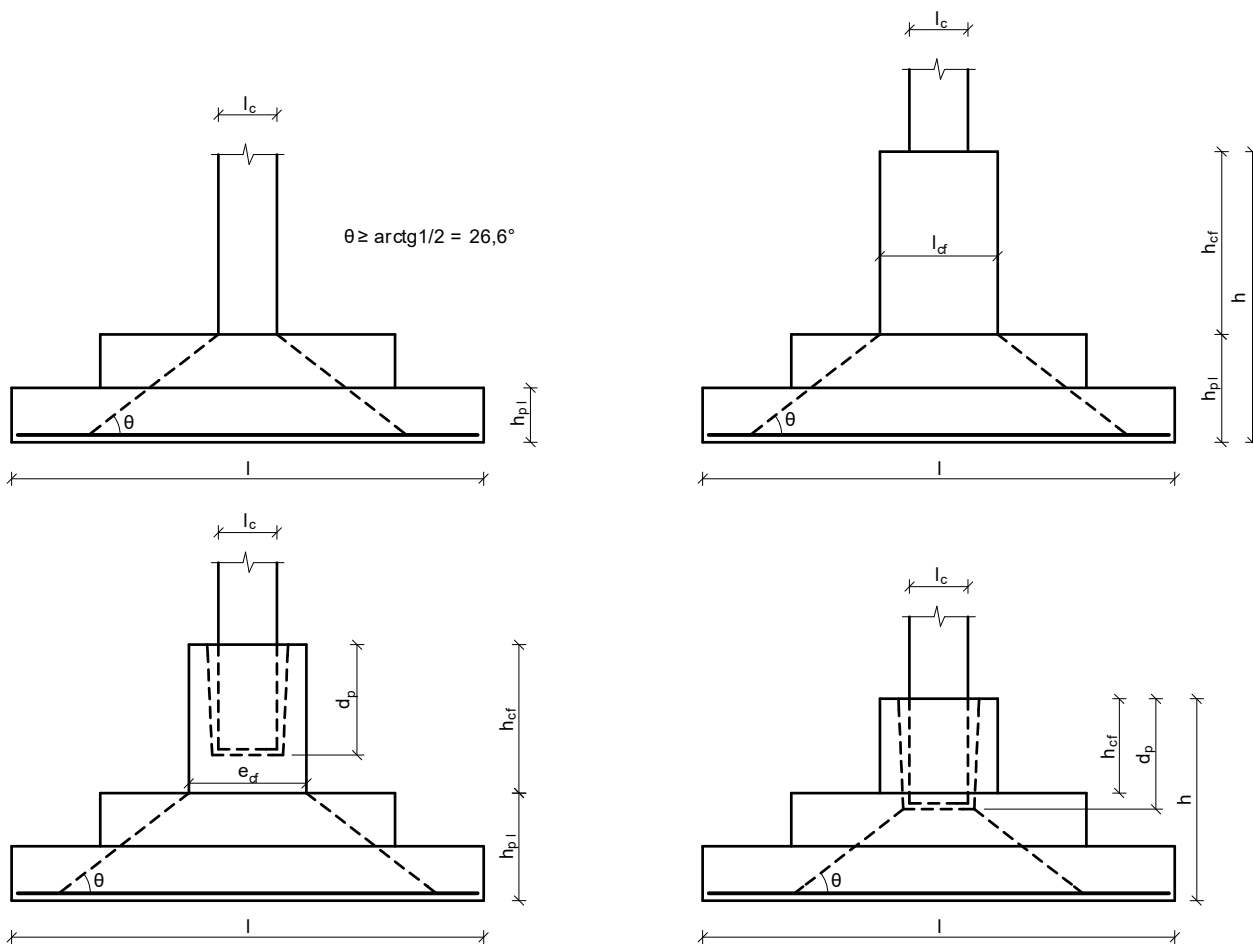


Рис.1

При обпиранні на фундамент двох і більше колон, а також двовіткових колон продавлювання розглядається від умовної колони, розміри якої відповідають габаритам по зовнішнім граням колон, а глибина стакана приймається в рівні найбільш заглибленої колони (рис. 2).

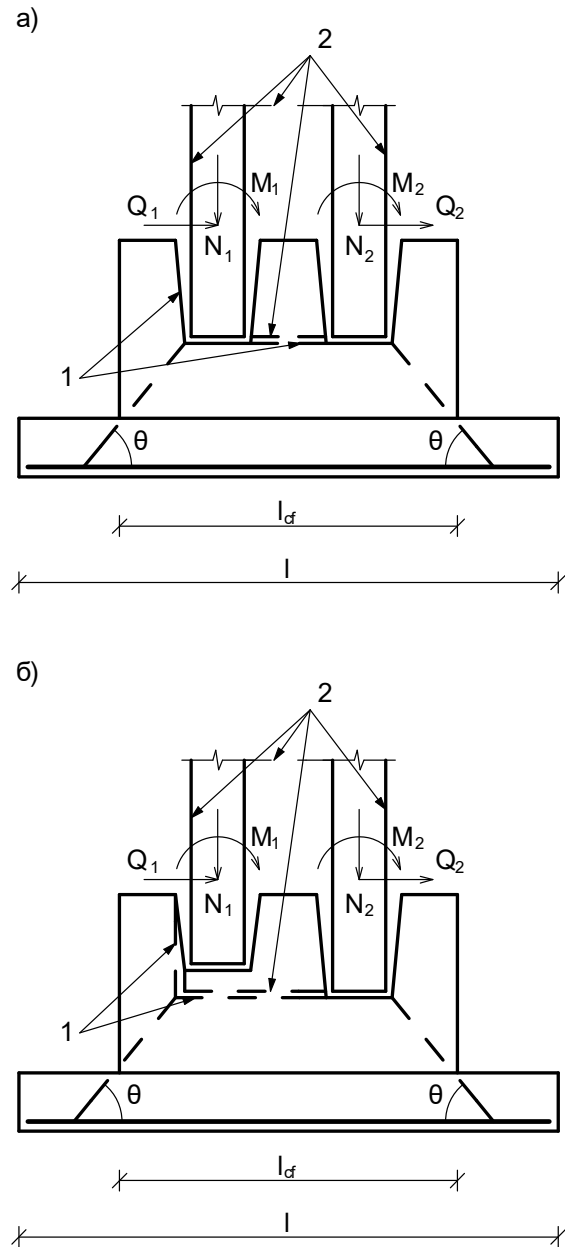


Рис. 2. а – розміщення колон в одному рівні; б – розміщення колон в різних рівнях; 1 – внутрішня грань стакану; 2- зовнішня грань умовної КОЛОНИ

Опір зрізу при продавлюванні необхідно перевіряти вздовж грані колони і основного контрольного периметра u_1 . Основний контрольний периметр u_1 може прийматись на відстані $2d$ (d – робоча висота елемента, що продавлюється) від площі навантаження і повинен конструюватись так, щоб

його довжина була мінімальною (рис. 3). **Можуть розглядатись контрольні периметри з відстанню від площі навантаження менше ніж $2d$**

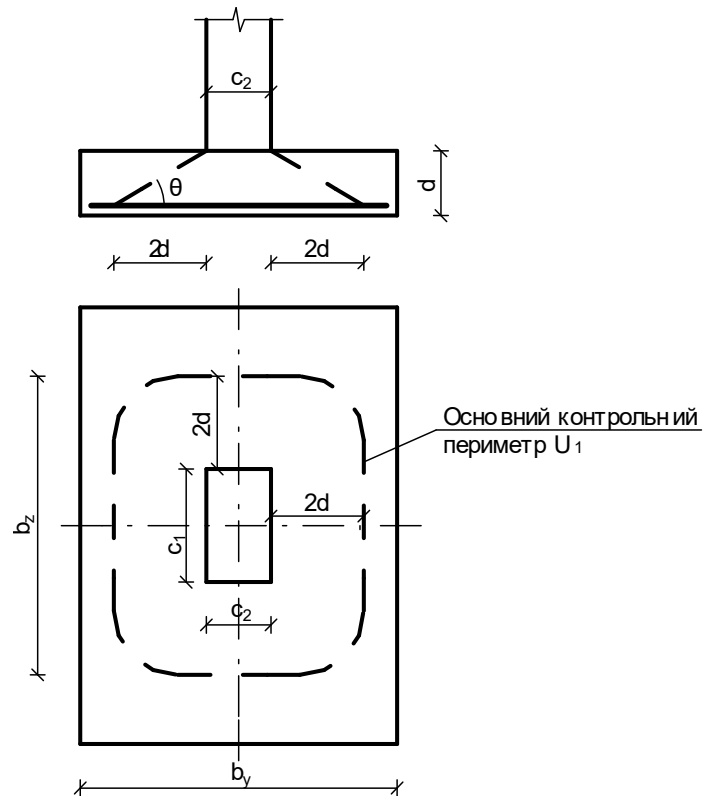


Рис. 3

Для площ навантаження, розташованих поблизу краю або кута (для плитних фундаментів), контрольний периметр повинен прийматись згідно з рис. 4

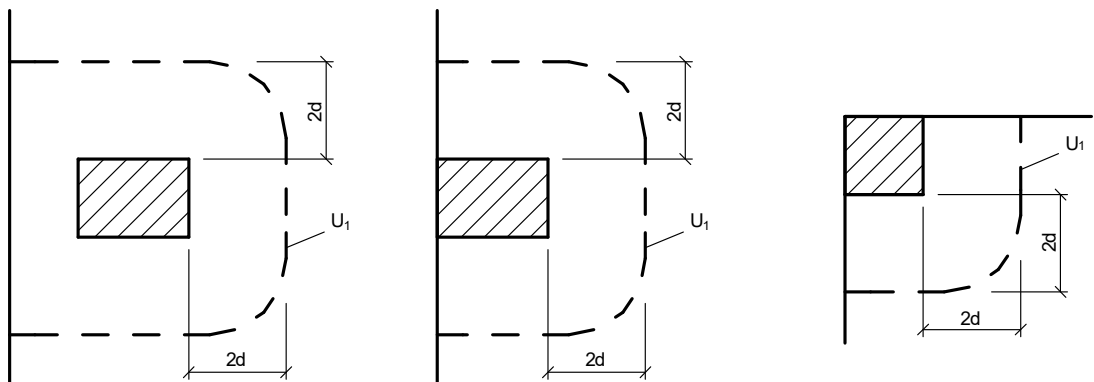


Рис. 4

Контрольний переріз продовжується через робочу висоту d . Приведена висота плитної частини вважається постійною і, як правило, приймається середньою для двох взаємно перпендикулярних напрямків

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}$$

Для фундаментів змінної товщини без уступів (збірні стрічкові фундаменти) за робочу товщину можна приймати товщину на периметрі площі завантаження, як показано на рис. 5

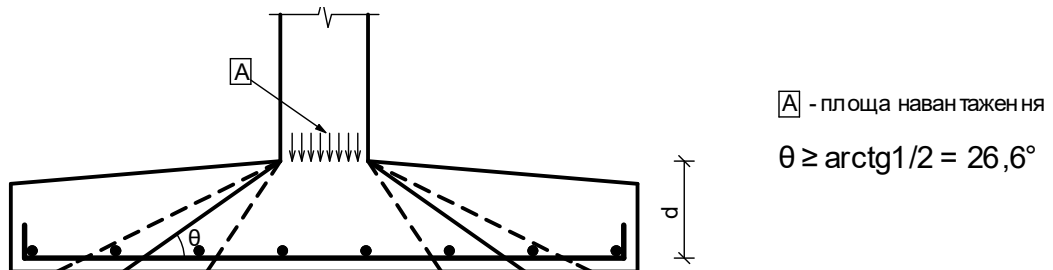


Рис. 5

Якщо уступ не виходить за межі контрольного перерізу, перевірка на зріз при продавлюванні здійснюється тільки від площі завантаження верхнього уступу. Якщо уступ виходить за межі контрольного перерізу, перевірка на зріз при продавлюванні здійснюється як від клони, так і від верхнього уступу.

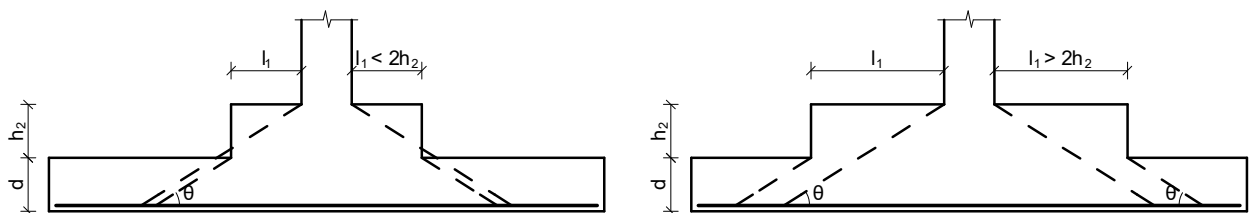


Рис. 6

Розрахунок на зріз при продавлюванні ґрунтується на перевірках вздовж грані колони (продавлюючого елемента) та по основному контрольному периметру u_1 . Якщо поперечне армування необхідне, то визначається наступний периметр $u_{out,et}$, на якому подальшого поперечного армування не вимагається. У контрольних перерізах визначаються наступні розрахункові величини опору на зріз:

$V_{Rd,c}$ - розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит без поперечного армування;

$V_{Rd,max}$ - розрахункова величина максимального опору на зріз при продавлюванні;

$V_{Rd,cs}$ - розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит із поперечним армуванням.

По периметру площі навантаження повинна виконуватись умова

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max}$$

Поперечне армування на зріз не вимагається, якщо

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,c}$$

1. Поряд із колоною (продавлюючим елементом) напруження зрізу при продавлюванні

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d},$$

де V_{Ed} – прикладена поперечна сила;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження;

u_0 – довжина контуру колони;

β – коефіцієнт, що враховує наявність згинального моменту;

Максимальний опір на зріз при продавлюванні в залежності від розрахункового опору бетону на стиск f_{cd}

$$V_{Rd,max} = 0,5v f_{cd};$$

v - коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right);$$

де f_{ck} - характеристичне значення міцності бетону на стиск.

Коефіцієнт β при визначенні напруження зсуву вводиться при позацентровому навантаженні і визначається за формулою

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1},$$

де u_1 – довжина основного контрольного периметра;

$$u_1 = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 4d;$$

c_1 та c_2 – розміри колони (підколоники);

k – коефіцієнт, що залежить від співвідношення сторін перерізу колони (підколоники) (для прямокутного перерізу табл. 4.1 ДСТУ Б В.2.6-156:2010).

Параметр W_1 , що відповідає розподілу зсуву для колони прямокутного перерізу для основного контрольного перерізу

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1.$$

Для круглих колон

$$\beta = 1 + 0,6\pi \cdot \frac{e}{D + 4d},$$

де D – діаметр круглої колони;

e – ексцентриситет прикладеного навантаження $e = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$.

2. При продавлюванні по контрольному периметру u (в межах $2d$ від контуру колони) без поперечного армування напруження зрізу визначається від результуючої продавлюючої сили, що діє за межами основи піраміди продавлювання $V_{Ed,red}$

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud}.$$

Продавлююча сила

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed},$$

де ΔV_{Ed} – результуюча сила, спрямована вгору в межах контрольного периметра.

Коефіцієнт β визначається для розгляданого контрольного периметру u

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u}{W}.$$

W визначається за тою ж методикою як для основного контрольного периметра (W_1).

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \geq V_{min} \frac{2d}{a}.$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2.$$

Тут ρ_i - відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02;$$

a - відстань від контуру колони до контрольного периметру u

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}.$$

2.Розрахунок тіла стаканного фундаменту на розколювання

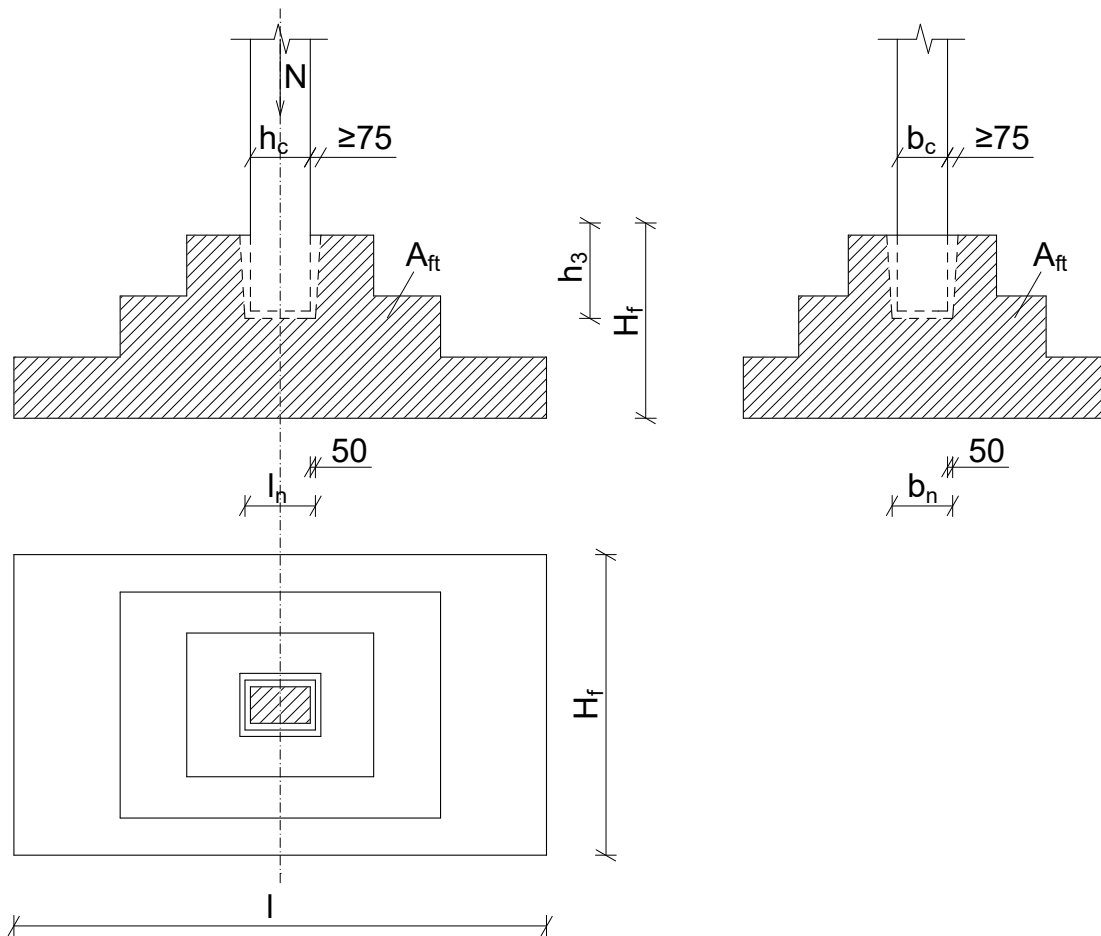
При стаканному сполученні збірної колони з фундаментом з низьким підколонином ($h_{cf} - d_p < 0,5(l_{cf} - l_c)$) продавлювання фундаменту розглядається від дна стакана на дію **лише поздовжньої сили N_m** за тими ж формулами. Додатково при цьому фундаменти розраховуються на розколювання від поздовжньої сили N_m .

Розрахунок на розколювання (рис.) виконується за однією із формул (f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на розтяг)

$$N_m \leq 0.975 \left(1 + \frac{b_c}{h_c}\right) A_{fl} f_{ctd} \quad \text{при} \quad \frac{b_c}{h_c} \leq \frac{A_{fb}}{A_{fl}} ;$$

$$N_m \leq 0.975 \left(1 + \frac{h_c}{b_c}\right) A_{fb} f_{ctd} \quad \text{при} \quad \frac{b_c}{h_c} > \frac{A_{fb}}{A_{fl}} .$$

У формулах $b_c/h_c \geq 0,4$ і $h_c/b_c \leq 2,5$.



3 Розрахунок фундаменту на згин

Під подошвою навантаженого фундаменту виникає реактивний тиск ґрунту, який спричинює зусилля розтягу в перерізах фундаменту. У зв'язку з цим виконують розрахунки фундаменту на згин по перерізах, нормальних до подошви фундаменту. Для прямокутних фундаментів згинальні моменти, що діють в площинах, паралельних стороні l (рис. 7), визначаються за формулами

$$M_{Ib} = \frac{b}{24}(l-l_1)^2(2p_{x,\max} + p_1);$$

$$M_{IIb} = \frac{b}{24}(l-l_2)^2(2p_{x,\max} + p_2);$$

$$M_{IIIb} = \frac{b}{24}(l-h_c)^2(2p_{x,\max} + p_3).$$

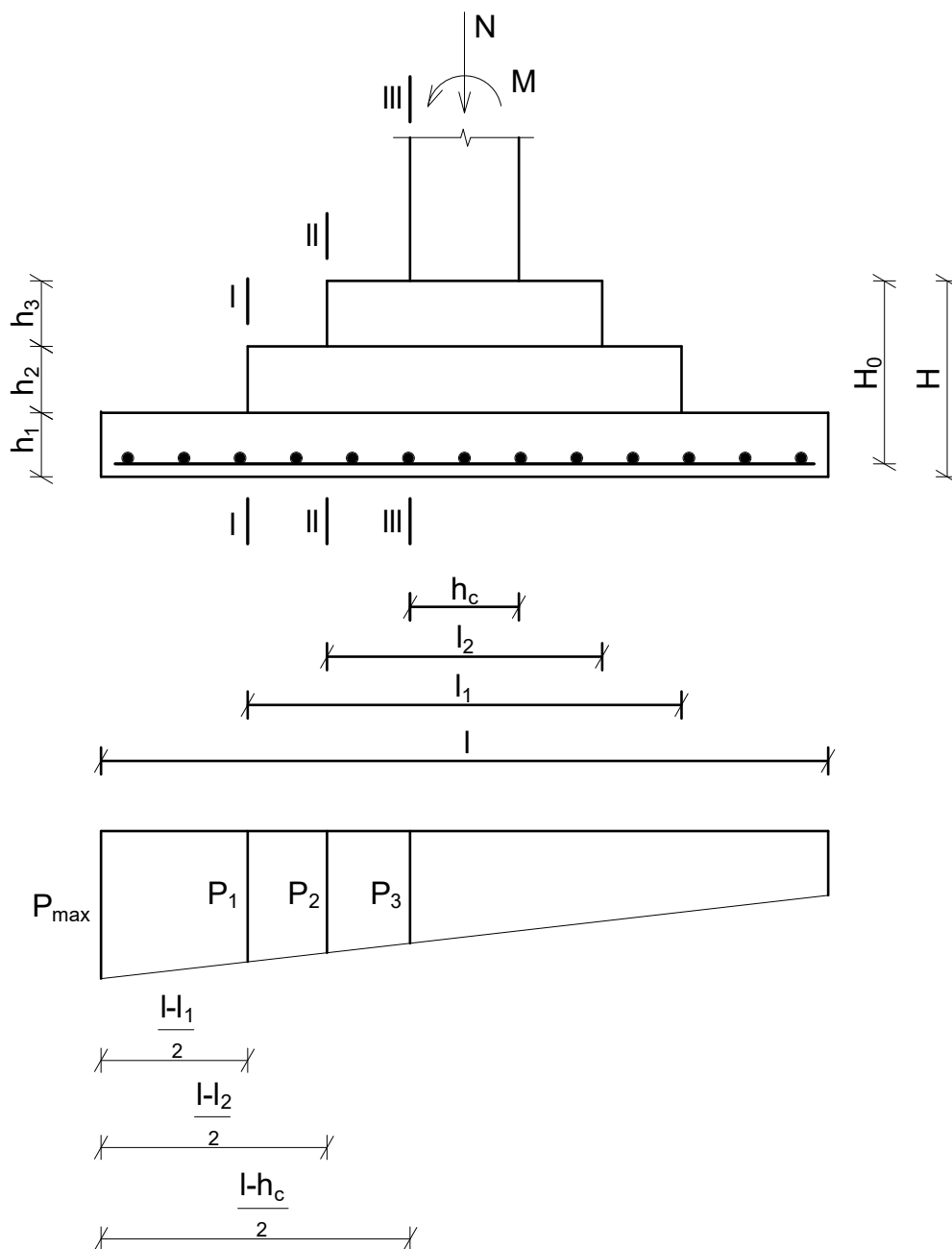


Рисунок 7 – До визначення площі арматури підшви фундаменту

Згинальні моменти, які діють в площинах, паралельних стороні b , обчислюють за формулами

$$M_{II} = \frac{l}{24}(b-b_1)^2(2p_{y,\max} + p_1);$$

$$M_{III} = \frac{l}{24}(b-b_2)^2(2p_{y,\max} + p_2);$$

$$M_{III'} = \frac{l}{24}(b-b_c)^2(2p_{y,\max} + p_3').$$

У цих формулах l_1, l_2, b_1, b_2 – розміри уступів фундаментів в плані;
 h_c, b_c – розміри поперечного перерізу колони.

Тиск p_{\max} обчислюється за формулами

$$p_{x,\max} = \frac{N}{lb} + \frac{M_x}{W_x}; \quad p_{y,\max} = \frac{N}{lb} + \frac{M_y}{W_y};$$

$$p_i = \frac{N}{lb} + \frac{M}{W}k_0,$$

де k_0 – коефіцієнт, що дорівнює $k_0 = h_c/l$ (переріз III); $k_0 = l_2/l$ (переріз II), $k_0 = l_1/l$ (переріз I).

Аналогічно обчислюється коефіцієнт k_0 для перерізів III', II', I' при заміні розмірів h_c, l_2, l_1, l на b_c, b_2, b_1, b , відповідно.

Якщо згинальний момент від зовнішнього навантаження діє тільки в одному напрямку, наприклад у площині, паралельній стороні l , то при підрахуванні моментів у перпендикулярному напрямку, наприклад у напрямку розміру b , використовують середній тиск під подошвою фундаменту, тобто у виразах замість $(2p_0 + p_1)$ підставляють $3p = 3N/A$.

Площа перерізу робочої арматури на 1 метр ширини (довжини) фундаменту або його уступу в заданому напрямку може бути приблизно визначена за формулою

$$A_{Si} = \frac{M_{i-i}}{0,9f_{yd} \cdot z_s},$$

де M_i – згинальний момент для i – того перерізу ;

z_s – робоча висота фундаменту або відповідних уступів;

f_{yd} – розрахунковий опір арматури осьовому розтягу.

Більш точно значення потрібної площі арматури визначається за методикою розрахунку прямокутних балок з поодинокую арматурою.

Використовуючи значення відносних граничних деформацій в бетоні $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$. знаходять параметр λ

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} .$$

Максимально можлива висота стиснутої зони

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} ;$$

$$\text{де } \varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} . .$$

Визначають розрахункове значення величини стиснутої зони x_1

$$x_1 = \frac{z_s A_2 - \sqrt{z_s^2 A_2^2 - 4 A_1 A_2 M}}{2 A_1 A_2}$$

де

$$A_1 = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} ; ,$$

$$A_2 = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b(1 + \lambda) ;$$

Перевіряють умову

$$x_1 \leq x_{lu}$$

Якщо умова виконана, робоче армування потрібне лише в нижній зоні.

Знаходять потрібну площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} .$$

Кількість стержнів та їх діаметр визначаються з умови відстані між стержнями, яка приймається 100 мм або 200 мм.

Діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони фундаменту розміром 3 м і менше, повинні бути не менше 10 мм; діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони розміром більше 3 м, – не менше 12 мм.

4. Розрахунок фундаменту на дію поперечної сили

Для фундаментів з співвідношенням сторін $b/l \leq 0,5$ ($l/b \geq 2$), тобто з великим вилітом консольної частини уступу, додатково до перевірки на продавлювання слід виконувати перевірку на дію поперечної сили. Частіше за все це потрібно для стрічкових фундаментів значної ширини.

Поперечна сила визначається по епюрі тиску під подошвою фундаменту, обчисленого без врахування власної ваги фундаменту і ґрунту на його уступах.

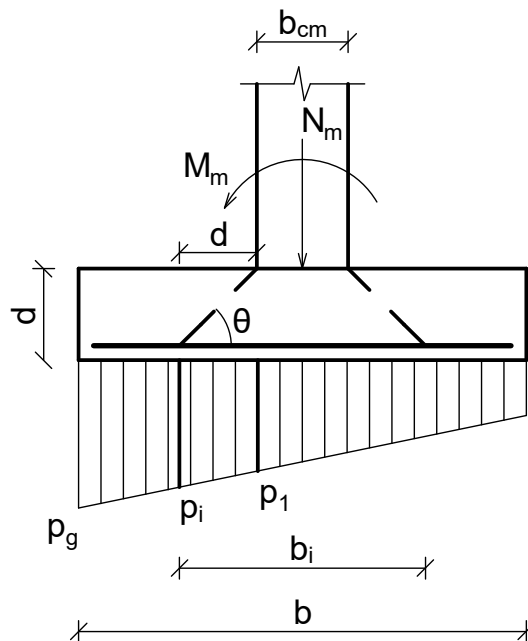


Рис. 8

Виконуються дві перевірки:

1) поперечна сила біля опори (стіни) не повинна перевищувати $V_{Rd,max}$, розрахункової величини максимального опору на зріз (перевірка умови достатності розмірів перерізу)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

де V_{Ed} - максимальна поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження,

$$V_{Ed} = \frac{p_g + p_1}{2} (b - b_{ct})/2,$$

$V_{Rd,max}$ - максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (6.7)$$

де b_w - мінімальна ширина перерізу балки ($b_w = 1000$ мм для стрічкових фундаментів),

d - робоча висота перерізу,

v - коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right),$$

2) Умова необхідності розрахунку поперечних стержнів для перерізу, розміщеного на відстані d від опори (рис.)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c},$$

Поперечна сила в цьому перерізі $V_{Ed} = \frac{p_g + p_i}{2} (b - b_i)/2,$

$V_{Rd,c}$ - максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3}] b_w d, \quad \text{але не менше}$$

$$V_{Rd,c} = V_{\min} b_w d,$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$$

ρ_e - відсоток армування робочої арматури на приопорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02;$$

A_{sl} - площа поздовжньої арматури.

5. Розрахунок на зминання під колоною

Розрахунок бетону на місцеве зминання виконуємо за формулою

$$N_m \leq A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3 f_{cd} A_{c0},$$

де A_{c0} – площа зминання, м²;

A_{c1} – максимальна розрахункова площа розподілу, м².

Розрахункова площа розподілу A_{c1} повинна задовольняти умови рис. 9

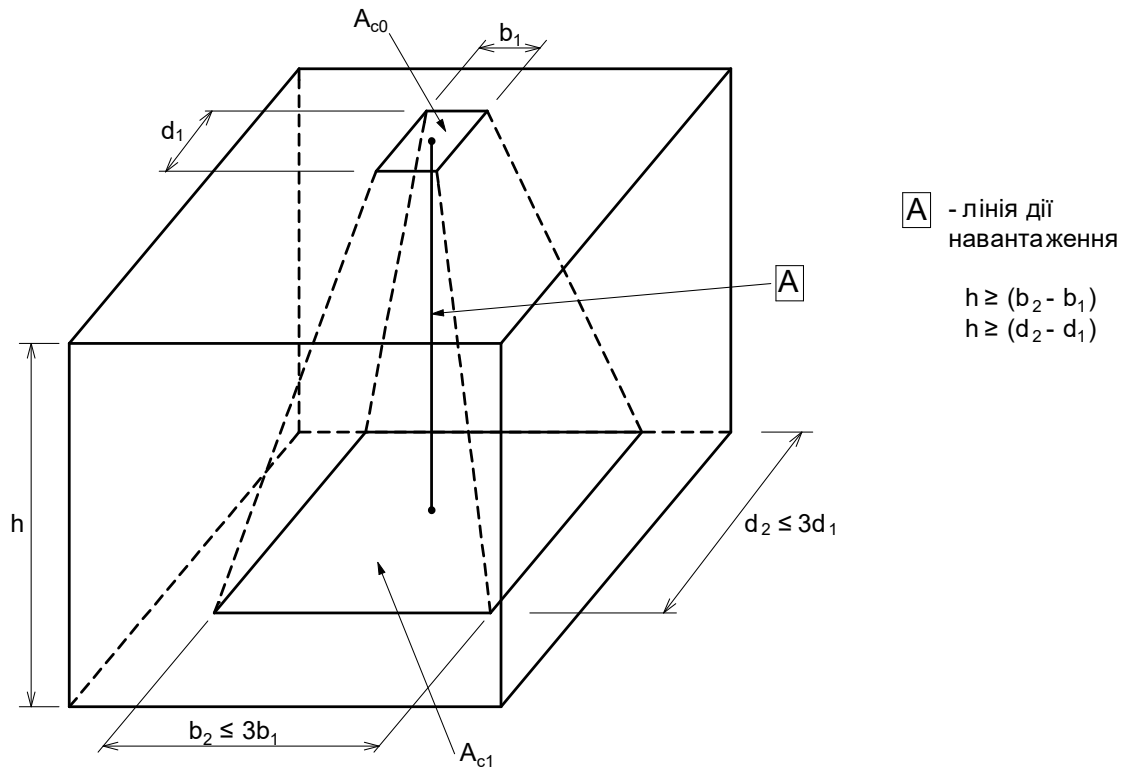


Рис. 9

Якщо у поперечному перерізі бетону діє більше ніж одна сила стиску, розрахункові площі розподілу не повинні накладатись.

Враховуємо коефіцієнти умов роботи бетону без армування $\gamma_{c1} = 0,9$ та $\gamma_{c2} = 0,9$.

Якщо міцність підколонику на зминання колонною не забезпечена, потрібне встановлення сіток непрямого армування. (Приймаємо сітки з стержнів $\varnothing 3 \dots 6$ мм з кроком 100 мм). Сітки рекомендується розміщувати на глибину до рівня, в якому діюче зусилля буде сприйняте перерізом підколонику з урахуванням поздовжньої арматури. При цьому розподіл зусилля від колони приймається під кутом 45° .

Конструктивна кількість сіток непрямого армування не менше двох під збірну залізобетонну колону і не менше чотирьох під базами сталевих колон. Відстань між сітками по висоті 50 - 100 мм.

При наявності непрямого армування умова міцності від місцевого зминання набуває вигляду

$$N_m \leq A_{c0} (f_{cd} \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} + \varphi \mu_s f_{yd} \varphi_{loc,s}),$$

де φ – коефіцієнт ефективності непрямого армування;

μ_s – коефіцієнт армування поперечними сітками;

$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 \frac{A_{c0}}{A_{ef}},$$

A_{ef} – площа перерізу бетону всередині контура сіток непрямого армування.

Коефіцієнт армування поперечними сітками при відстані між ними s

$$\mu_s = \frac{n_x A_{s,x} l_x + n_y A_{s,y} l_y}{A_{ef} s}.$$

Коефіцієнт ефективності непрямого армування

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi};$$

при $\psi = \frac{\mu_s f_{yd}}{f_{cd} + 10}.$

6. Розрахунок підколонника

Підколонники армують поздовжньою та поперечною арматурою за принципом армування колон. Площа перерізу поздовжньої арматури повинна бути не менше

$$A_{s,min} = \frac{0,1 N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{або} \quad 0,002 A_c;$$

Діаметр поздовжніх стержнів монолітних підколонників повинен бути не менше 12 мм. Відстань між стержнями поздовжньої арматури не повинна бути більшою 400 мм.

Підколонник стаканного типу під збірну залізобетонну колону нижче дна стакана армується відповідно до вимог, які діють при армуванні колон. Стержні поздовжньої арматури підколонника повинні проходити у середині зварних сіток поперечної арматури стакана (див. рис.).

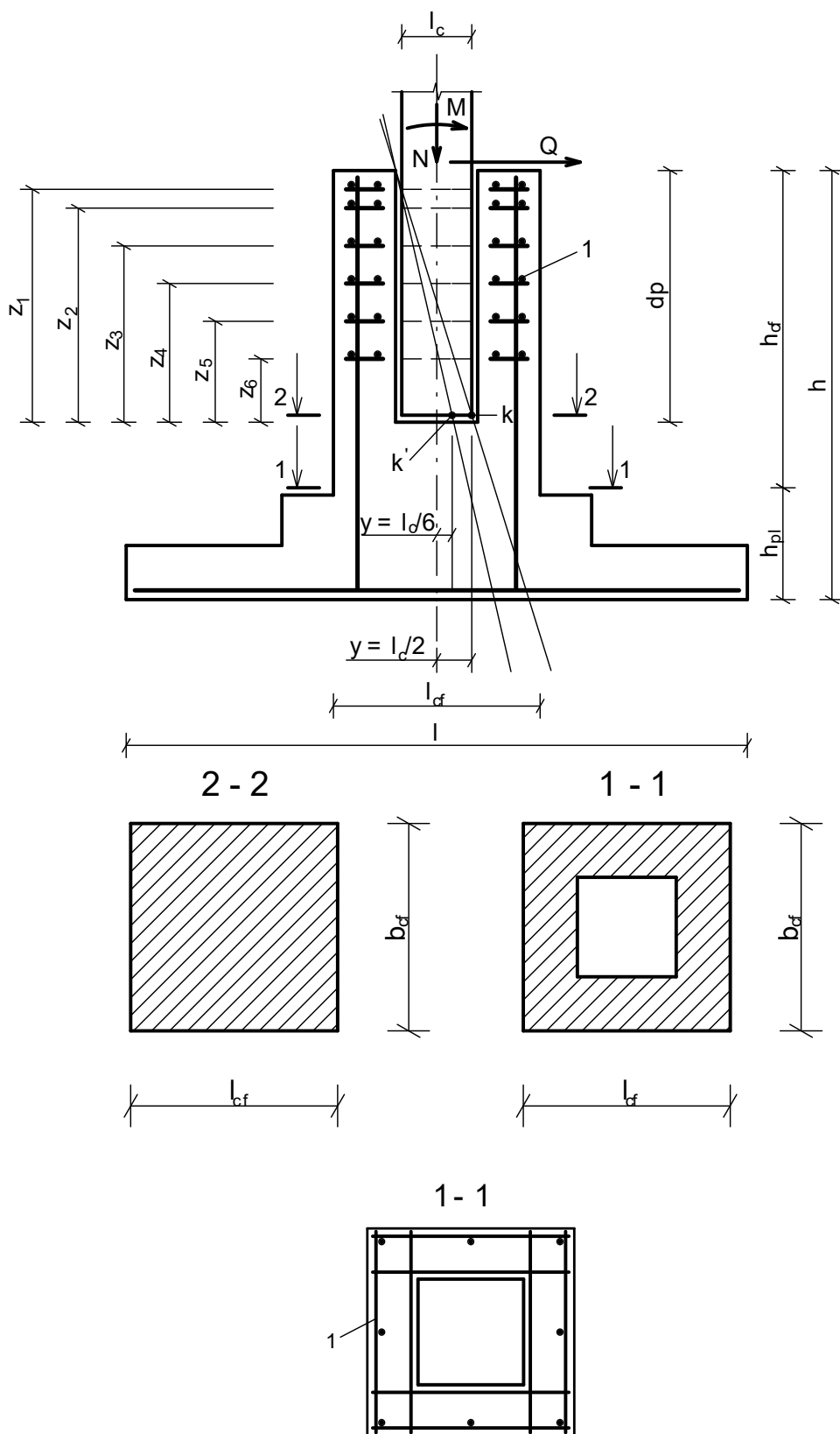


Рисунок – Розрахункові перерізи залізобетонних підколонників

Перевірка міцності бетонних і залізобетонних підколонників виконується у двох перерізах по висоті:

прямокутному перерізі в рівні плитної частини (переріз 1-1, рис.);

коробчастому перерізі стаканної частини в рівні заробленого торця колони (переріз 2-2, рис.).

Розрахункові зусилля в перерізах 1-1 та 2-2 (вертикальна сила N_m та згинальні моменти $M_{m,x}$ та $M_{m,y}$) визначаються з урахуванням ваги відповідної частини підколонника та навантажень, прикладених безпосередньо до підколонника (наприклад від фундаментних балок).

При обчисленні згинальних моментів для прямокутного перерізу 1-1 в фундаментах під збірні залізобетонні колони повинен враховуватись випадковий ексцентриситет e_a як для елементів статично визначених конструкцій.

Для підколонників, що знаходяться у ґрунті, при співвідношенні $h_{cf}/b_{cf} \leq 6$, а також підколонників з $h_{cf}/b_{cf} \leq 4$ при відсутності засипки ґрунтом коефіцієнт η , що враховує вплив прогину елемента, приймається рівним одиниці [п.2.39 Пособія по проектированию фонд. на ест. основании под колонны]. Інакше величину коефіцієнта η слід визначати за загальними вимогами [2]. В цьому випадку розрахункова довжина підколонника приймається рівною $l_0 = h_{cf}$ (при наявності засипки), $l_0 = 1,2h_{cf}$ (при відсутності засипки).

Розрахунок коробчастих перерізів 2-2 виконується як позацентрово стиснених залізобетонних перерізів без врахування величин η та e_a .

Коробчастий переріз зводиться до еквівалентного двотаврового з шириною ребра b , яка дорівнює сумі розмірів всіх ребер $b = \sum_{i=1}^n b_i$ і висотою, рівною висоті профілю.

Згинальні моменти та нормальні сили в перерізі 2-2 визначаються від зусиль, які діють в колоні на рівні верху стакана (N_m , M_m , Q_m , G_w) та ваги

підколонника вище перерізу 2-2 (тут G_w – навантаження від фундаментної балки, прикладене безпосередньо до підколонника з ексцентриситетом e_w):

$$M = M_m + Q_m \cdot d_p + G_w \cdot e_w;$$

$$N = N_m + G_w + G_f;$$

де G_f - вага підколонника вище перерізу 2-2.

Для коробчастих перерізів стаканної частини підколонника поздовжню арматуру допускається визначати на дію умовних згинальних моментів M_k , M_k' без врахування нормальної сили, роздільно для кожного напрямку згину.

Згинальні моменти M_k , M_k' визначають від діючих навантажень відносно точок k , k' (рис. 6.8) повороту колони. Ці моменти приймають рівними:

$$\text{при } e_x \geq l_c / 2 \quad M_{kx} = 0,8(M_x + Q_x d_p - 0,5Nl_c);$$

$$\text{при } l_c / 2 > e_x > l_c / 6 \quad M_{kx}' = 0,3M_x + Q_x d_p.$$

Аналогічно визначають згинальні моменти M_{ky} , M_{ky}' з заміною M_x , Q_x , l_c відповідно на M_y , Q_y , b_c .

Армування підколонника поздовжньою арматурою, як правило, приймають симетричним.

Розрахунок поперечної арматури стакану.

Стінки стакану допускається не армувати, якщо товщина їх більша 200 мм і більша $0,75d_p$ (d_p - глибина стакану), якщо $d_p < h_{cf}$, або більше 0,75 висоти верхнього уступу фундаменту, якщо $d_p > h_{cf}$.

Якщо ці умови не виконуються, стінки стакану слід армувати поперечною арматурою згідно з розрахунком або конструктивними вимогами. При цьому товщина стінок стакану повинна бути не меншою 150 мм. Крім того, товщина стінок, розташованих перпендикулярно до площини

дії згинального моменту, повинна бути не менше $0,2l_c$ при $e_0 \leq 2l_c$ і не менше $0,3 \cdot l_c$ при $e_0 > 2l_c$ [12].

Поперечне армування стінок стакана слід виконувати зварними сітками. Стержні цих сіток розташовуються біля зовнішніх та внутрішніх площин стінок. Діаметр стержнів сіток приймають згідно з розрахунком, але не менше чверті діаметра поздовжніх стержнів і у всіх випадках не менше 8 мм.

Відстань між сітками призначається за рисунком [12].

Поперечна арматура при $e_0 \leq l_c/6$ ставиться конструктивно, а інакше визначається за розрахунком на умовні згинальні моменти M_k , M_k' , що визначаються за формулами (6.50) або (6.51).

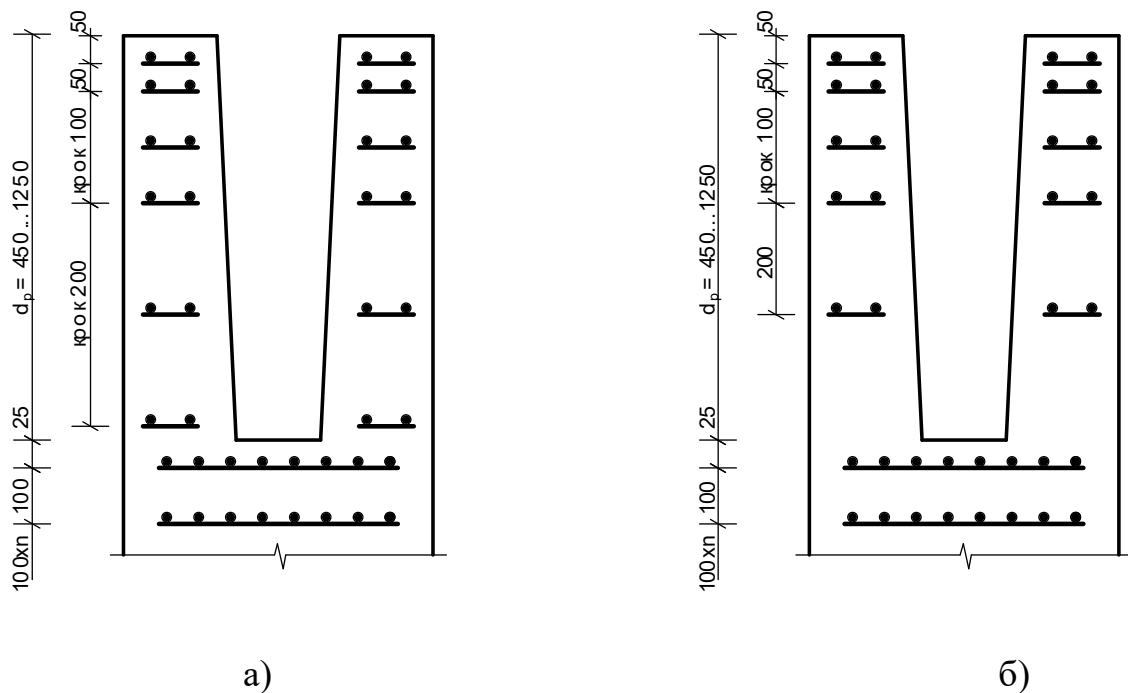


Рисунок – Схема розміщення горизонтальних сіток армування підколонника: а – при $e_0 > l_c/2$; б – при $l_c/6 < e_0 < l_c/2$

Площа поперечної арматури в одному ряду обчислюється за формулами

$$\text{при } e_x \geq l_c / 2 \quad A_{sx} = M_{kx} / (f_{yd} \sum_1^n z_i); \quad (6.50)$$

$$\text{при } l_c / 2 > e_x > l_c / 6 \quad A_{sx} = M_{kx}' / (f_{yd} \sum_1^n z_i). \quad (6.51)$$

Тут z_i – прив'язка сіток поперечної арматури до торця колони (рис. 6.7).

Необхідна площа одного робочого стержня зварної сітки

$$A_{w1} = A_s / n ,$$

де $n = 4$ - кількість стержнів сітки, які сприймають розтягу від згинального моменту.

Лекція 8

Розрахунок міцності тіла ростверків пальових фундаментів

1. Розрахунок ростверків пальових куштів.

1.1 Розрахунок тіла ростверку на продавлювання колоною.

1.2 Розрахунок тіла ростверку на продавлювання кутовою палею.

1.3 Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверка на дію поперечної сили

1.4 Розрахунок ростверку на згин.

2 Розрахунок стрічкових ростверків.

2.1 Визначення зусиль в перерізах ростверка від навантажень в період будівництва

2.2 Визначення зусиль в перерізах ростверка від навантажень при експлуатації

2.3 Розрахунок та конструювання ростверка

1. Розрахунок ростверків пальових куштів

З'єднання ростверків зі збірними залізобетонними колонами виконується за допомогою стаканного стику (з підколонником або без нього); з металевими колонами за допомогою анкерних болтів; монолітні колони з'єднуються з фундаментами за допомогою випусків арматури і подальшого обетонювання.

Ростверки розраховуються за граничними станами першої (за міцністю) та другої (за тріщиностійкістю) груп.

Ростверки на палях суцільного круглого перерізу розраховують так само, як на палях квадратного перерізу. **При цьому в розрахунку ростверка переріз круглих паль умовно зводиться до перерізу квадратних паль. Площа перерізу зберігається постійною, розмір сторони еквівалентної палі приймається рівним $d = 0,89d_{sv}$ (d_{sv} - діаметр палі) [11].**

Міцність плитної частини ростверка розраховується на продавлювання ростверка колоною; продавлювання кутовою палею; на дію поперечної сили в похилих перерізах; згин; місцеве стиснення (зминання) під торцями збірних залізобетонних колон і під опорними плитами баз металевих колон.

При збірних залізобетонних колонах також перевіряються міцність стакана ростверка.

Якщо ростверк розміщуються в агресивному середовищі, то перевіряють ширину розкриття тріщин.

1.1 Розрахунок тіла ростверків на продавлювання колоною

Центрально-навантажені ростверки пальових фундаментів з чотирьох і більше паль в куці розраховуються на продавлювання з умови, що воно проходить по бокових поверхнях піраміди висотою, рівною відстані по вертикалі від робочої арматури плити до низу колони, підколоники або дна стакана (вибір продавлюючого елемента аналогічний фундаменту мілкового закладання), а бокові грані, які проходять від зовнішніх граней колони до внутрішніх граней паль, нахилені до горизонту під кутом не менше $26,6^\circ$ і не більше кута, який відповідає піраміді з $c = 0,4 \cdot h_0$ (див. рис. 6.2).

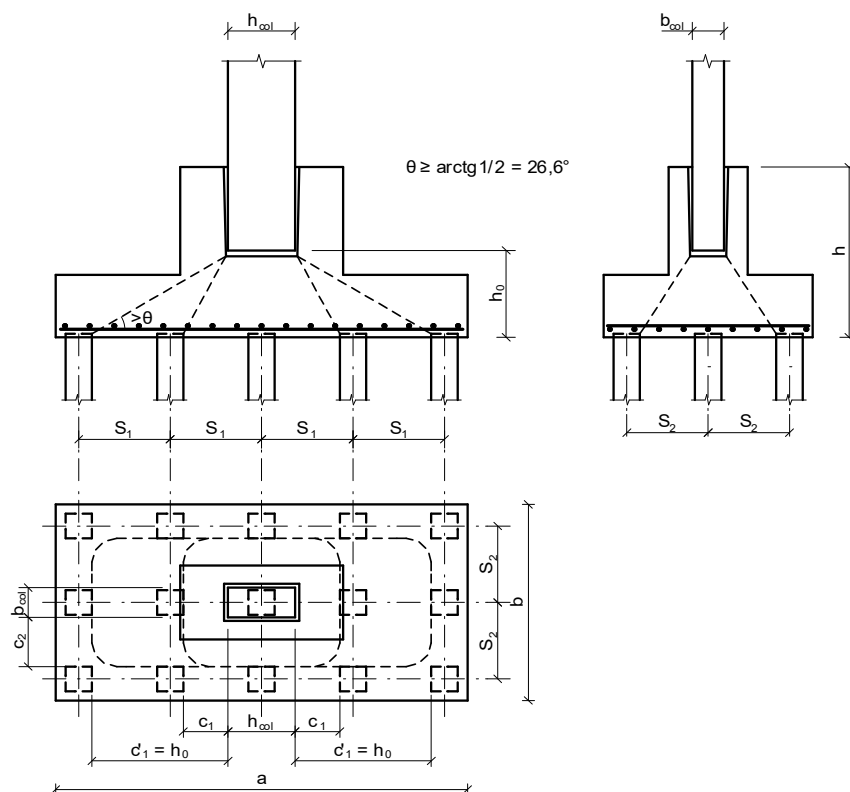


Рисунок 6.2 – Схема утворення піраміди продавлювання під збірною залізобетонною колоною при багаторядному розміщенні паль за зовнішніми гранями колони

Опір зрізу при продавлюванні необхідно перевіряти вздовж грані продавлюючого елемента і контрольного периметра u_i .

Поряд із продавлюючим елементом опір зрізу при продавлюванні обмежується максимальним значенням

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max},$$

де $V_{Ed,\sigma}$ – максимальне напруження зрізу;

$V_{Rd,max}$ – максимально допустиме значення опору на зріз, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5v f_{cd};$$

v – коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right).$$

Напруження зрізу при продавлюванні поряд з продавлюючим елементом

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{u_0 d},$$

де F_{per} – розрахункова продавлювальна сила,

u_0 – довжина контуру продавлюючого елемента;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

При продавлюванні по контрольному периметру u_i (в межах $2d$ від контуру продавлюючого елемента) без поперечного армування напруження зрізу визначається від результуючої продавлюючої сили, що діє за межами основи піраміди продавлювання F_{per} . Оскільки зріз при продавлюванні здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіряємо опір продавлюванню на контрольному периметрі u_i на відстані c_i та c_{i+1} ($c_i < c_{i+1}$) від контуру продавлюючого елемента (рис. 6.1).

Повинна виконуватись умова

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{u_s d} \leq V_{Rd,c}.$$

За умови, що c_i - відстань від сторони b_c продавлюючого елемента відстань від сторони b_c продавлюючого елемента а c_{i+1} - відстань від сторони h_c продавлюючого елемента відстань від сторони b_c продавлюючого елемента, величина контрольноо периметру

$$u_i = 2h_c \cdot \frac{2d}{c_{i+1}} + \frac{2d}{c_i} [4(c_{i+1} - c_i) + 2b_c + \pi \cdot 2c_i].$$

Відстані c_i приймаються в межах $0,8d \leq c_i \leq 2d$, а коефіцієнти $\alpha_i = 2d / c_i$ ($1 \leq \alpha \leq 4,0$)

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \geq V_{min}.$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2.$$

ρ_i - відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02;$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}.$$

При розрахунках на продавлювання центрально-навантажених ростверків розрахункова продавлювальна сила F_{per} дорівнює сумі реакцій всіх паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання. **При цьому реакції паль розраховуються тільки від поздовжньої сили N_m , що діє по обрізу ростверка.**

Позацентрово навантажені ростверки на продавлювання колоною розраховуються за тими ж формулами, що і продавлювання центрально-

навантажених ростверків, але при цьому розрахункові значення продавлювальної сили

$$F_{per} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i,$$

де $\sum_{i=1}^n F_i$ - сума реакцій всіх паль, розташованих з однієї сторони від осі колони в найбільш навантаженій частині ростверка (привантаженій згинальним моментом), при цьому не враховуються реакції паль, які знаходяться в межах зони піраміди продавлювання з цієї ж сторони від осі колони.

При багаторядному розміщенні паль (рис. 6.2) окрім розрахунку на продавлювання колоною по піраміді продавлювання, бокові сторони якої проходять від зовнішньої грані колони до ближньої грані палі, виконують розрахунки, припускаючи, що продавлювання відбувається по поверхні піраміди, дві або чотири сторони якої нахилені під кутом $26,6^\circ$.

При збірних залізобетонних двовіткових колонах, які мають один стакан (спільний для двох віток), ростверк на продавлювання розраховується подібно колоні з суцільним прямокутним перерізом, що відповідає зовнішнім габаритним розмірам двовіткової колони.

При наскрізних решітчастих металевих колонах з роздільними базами під кожну вітку ростверки розраховуються на продавлювання найбільш навантаженою віткою колони по периметру сталеві плити бази цієї вітки. При цьому розрахункова продавлювальна сила

$$F_{per} = 2 \sum_{i=1}^n F_i,$$

де $\sum_{i=1}^n F_i$ - сума реакцій всіх паль, розміщених із зовнішньої сторони від осі вітки, не враховуючи реакцій паль, розташованих в зоні піраміди продавлювання з цієї ж сторони від осі вітки колони.

Розрахунок на продавлювання колоною ростверків палевих фундаментів з двох паль (рис. 6.3) виконується для напруження зрізу

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{2 \cdot \left[\frac{2d}{c_1} (b_c + c_2)d + (h_c + c_1)(b - b_c) \right]}$$

де F_{per} визначається за тими ж принципами, як для пальових фундаментів з чотирма і більше палями.

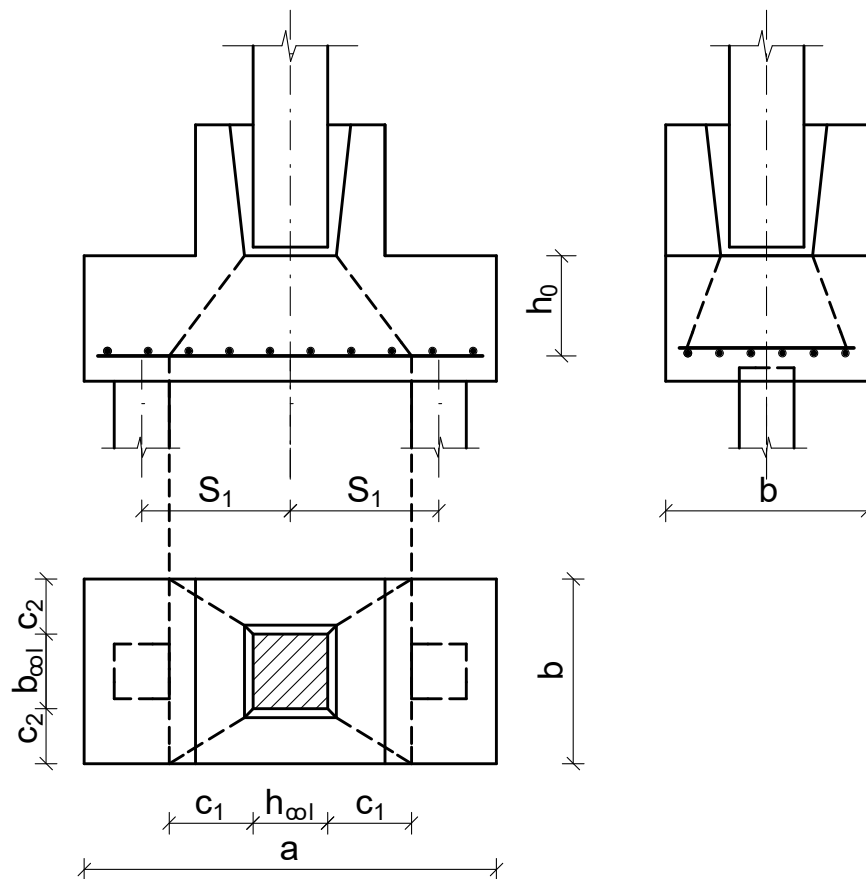


Рисунок 6.3 – Схема утворення піраміди продавлювання під збірною залізобетонною колоною у двопальовому фундаменті

При стаканному з'єднанні колони з ростверком, коли стінки стакана підколонника мають велику товщину ($d_s > 0,75h$), або при заглиблені колони в плитну частину ростверка не менше ніж на $1/3$ її висоти (рис. 6.4), окрім розрахунку ростверка на продавлювання виконують розрахунок ростверка на розколювання колоною від сили N_m

$$N_m < 2 \cdot \mu \cdot A_b \cdot f_{ctd},$$

де $\mu = 0,8 - 0,025\sigma_{sid}$,

σ_{sid} - напруження бокового обтиснення, МПа.

$$\sigma_{sid} = \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ctd}}{h_{anc} \cdot a}, \quad (6.40)$$

A_b - найменша площа вертикального перерізу ростверка по осі колони за вирахуванням площі вертикального перерізу стакана і площі трапеції, розташованої під колоною, з нахиленими під кутом 45° сторонами (на рис. 6.4 площа трапеції показана пунктирними лініями);

h_{anc} - глибина замурування колони в стакан фундаменту;

a - умовне позначення сторони перерізу колони (b_c або h_c), яка використовується в розрахунку.

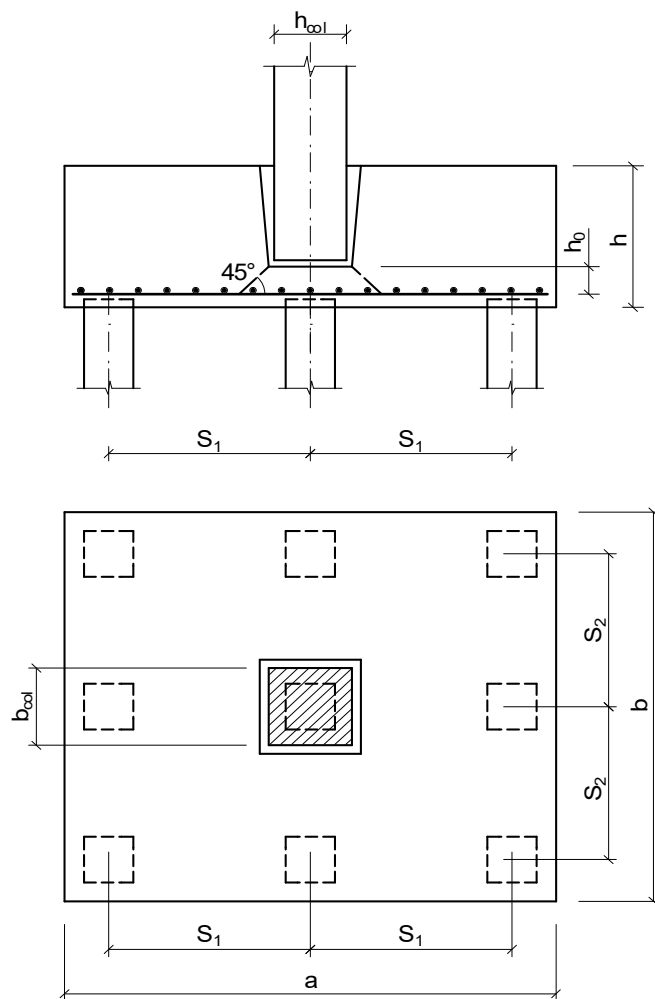


Рисунок 6.4 – Схема пального фундаменту з плитним ростверком

В розрахунках допускається приймати $\mu = 0,75$.

Знайдена за (6.39) несуча здатність ростверка на розколювання порівнюється з його несучою здатністю на продавлювання ($N = F_{per} \frac{n}{n_1}$, де n_1 - число паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання) і приймається більша з цих величин.

1.2 Розрахунок тіла ростверка на продавлювання кутовою палею

Розрахунок виконується за формулою (позначення згідно з рис. 6.5)

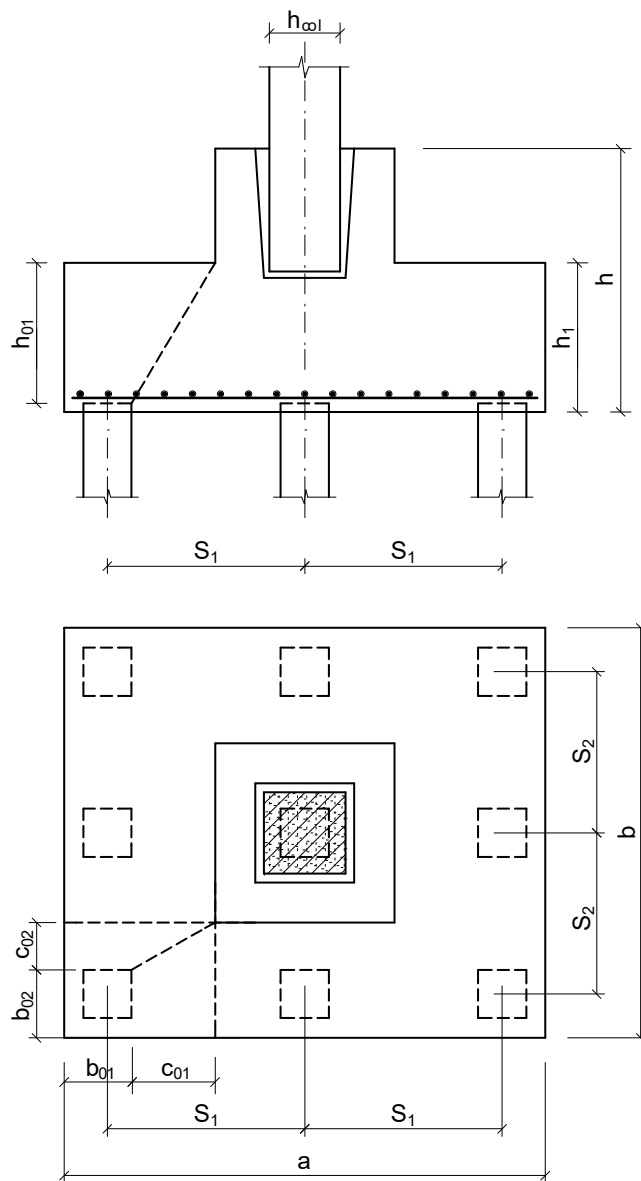


Рисунок 6.5 – Схема продавлювання ростверка кутовою палею

$$F_{ai} \leq V_{Rd,c} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right], \quad (6.41)$$

де F_{ai} - розрахункове навантаження на кутову палю, підраховане від навантажень, діючих **в площині низу ростверка**;

h_{01} - робоча висота перерізу в місці перевірки, що дорівнює відстані від верха палі до верху плити ростверка або до верху його уступу;

β_1, β_2 - коефіцієнти, які приймаються за табл. 1 [Пособия по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений];

b_{01}, b_{02} - відстань від внутрішньої грані кутових палей до зовнішніх граней плити ростверка;

c_{01}, c_{02} - відстань від внутрішніх граней кутових палей до найближчих граней підколонника ростверка або до найближчих граней уступу ростверка.

1.3 Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверка на дію поперечної сили

3) поперечна сила біля опори не повинна перевищувати $V_{Rd,max}$, розрахункової величини максимального опору на зріз (перевірка умови достатності розмірів перерізу)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

де V_{Ed} - максимальна поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження,

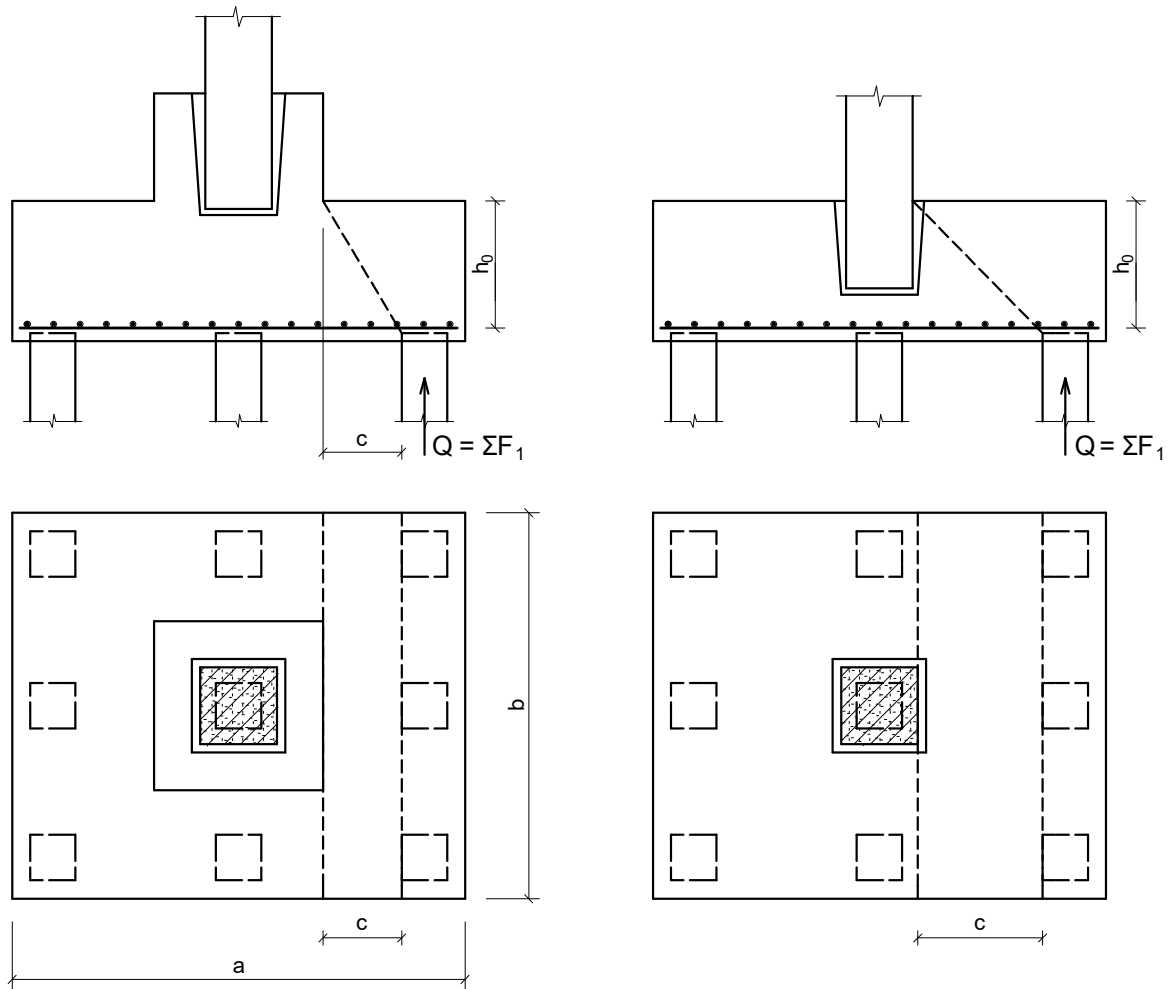


Рисунок 6.6 – Схеми, що приймаються при розрахунку міцності нахилених перерізів по поперечній силі для ростверка з підколонником і для плитного ростверка

де $V_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_i$ - сума реакцій усіх паль, які знаходяться за межами

найбільш навантаженої частини ростверка, з урахуванням більшого за величиною згинального моменту **в площині низу ростверка;**

$V_{Rd,max}$ - максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd},$$

b_w - ширина підшови ростверка (для уступчастих ростверків з різною шириною уступів приймається зведена b_{red} [11]; $(b_{red} = \frac{bh_{01} + b_2h_2}{h_{01} + h_2})$)

d - робоча висота перерізу,

ν - коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right),$$

4) Умова необхідності розрахунку поперечних стержнів для перерізу, розміщеного на відстані c від опори (рис.)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c},$$

Поперечна сила в цьому перерізі $V_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_i$ - сума реакцій усіх паль, які знаходяться за межами найбільш навантаженої частини ростверка, з урахуванням більшого за величиною згинального моменту.

$V_{Rd,c}$ - максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3}] b_w d, \quad \text{але не менше}$$

$$V_{Rd,c} = V_{\min} b_w d,$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$$

ρ_e - відсоток армування робочої арматури на приопорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02;$$

A_{sl} - площа поздовжньої арматури.

c - довжина проекції похилого перерізу, що дорівнює відстані від площини внутрішніх граней паль до найближчої грані підколонника або до уступу ростверка, а для плитних ростверків до найближчої грані колони (рис. 6.6).

Якщо $c < 2d$, визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без поперечного армування з урахуванням коефіцієнта $\beta = c/2d < 0,25$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} b_w d / \beta;$$

$$V_{Rd,c} = V_{\min} b_w d / \beta.$$

При багаторядному розташуванні паль міцність похилих перерізів ростверків на дію поперечної сили перевіряють на перерізах, які проходять через внутрішні грані кожного ряду паль (рис. 6.7).

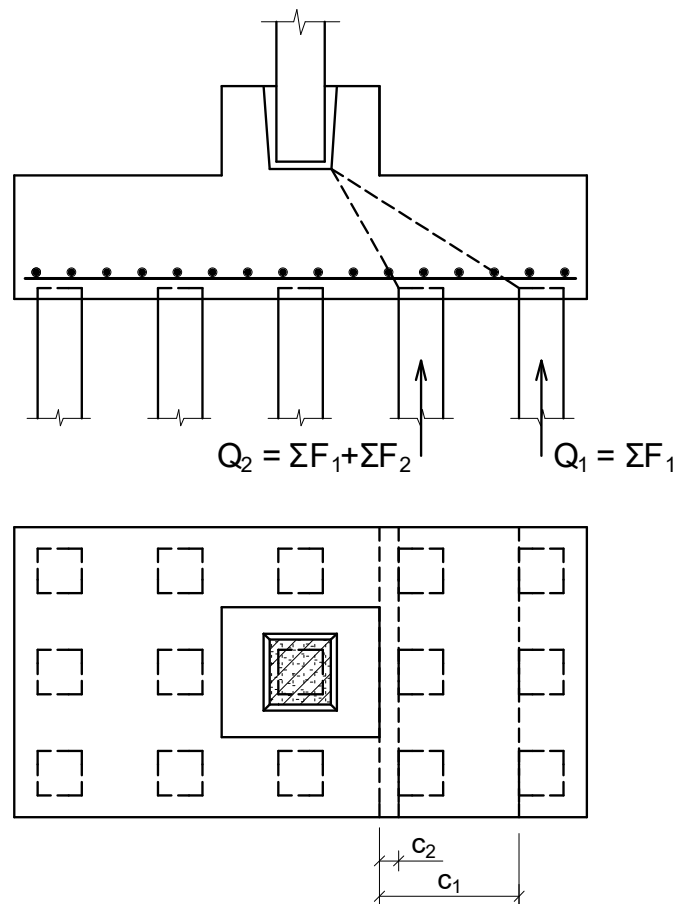


Рисунок 6.7 – Схема розрахунку на дію поперечної сили для ростверків з багаторядним розміщенням паль за гранню підколонника

1.4 Розрахунок ростверка на згин

Ростверки на згин розраховуються в перерізах, які проходять по зовнішніх гранях підколонника ростверка або по гранях уступів ростверка, а також по гранях колон. Розрахунковий згинальний момент для кожного перерізу визначають як суму моментів від реакцій паль (від навантажень на ростверк з урахуванням ваги ростверка з ґрунтом на його уступах, тобто в площині низу ростверка) і від місцевих навантажень, прикладених до консольного звісу ростверка по одну сторону від розгляданого перерізу

$$M_{xi} = \sum F_i x_i - M_{fx};$$

$$M_{yi} = \sum F_i y_i - M_{fy};$$

де F_i – реакція палі;

x_i ; y_i - відстані від осі палі до відповідних граней уступів або підколонника;

M_{fx} ; M_{fy} – згинальні моменти в розгляданих перерізах від місцевого навантаження.

Площа перерізу арматури, яка паралельна стороні l , на всю ширину ростверка визначається за формулою

$$A_{il} = \frac{M_{i-i}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s},$$

де M_i - згинальний момент в відповідному перерізі;

або за методикою розрахунку прямокутних балок з поодинокую арматурою..

Міцність нахилених перерізів по згинальному моменту вважається забезпеченою, якщо поперечна сила від зовнішнього навантаження, діюча в похилому перерізі, не менше ніж в 1,25 раза менша поперечної сили в тому ж перерізі, $Q = 0,75 \cdot b \cdot h_0 \cdot f_{ctd}$. Якщо ця умова не виконується, перевіряють анкерування арматури в зоні розташування крайніх паль відповідно до вказівок [11].

2.Розрахунок ростверків стрічкових пальових фундаментів під цегляні і великоблокові стіни

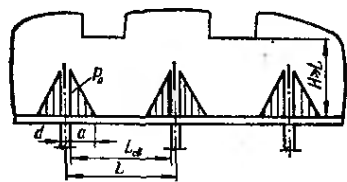
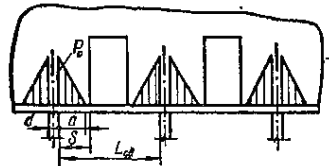
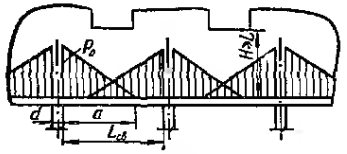
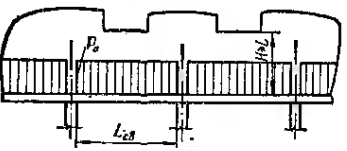
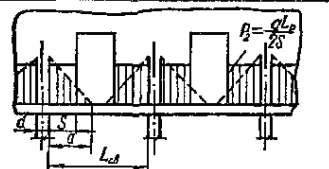
Ростверки стрічкових фундаментів розраховують на навантаження при експлуатації та на ті, які виникають в період будівництва. Ростверк розраховується на згин, дію поперечної сили, на зім'яття кладки стіни над палею від перелічених навантажень.

В розрахунках ростверк розглядається як балка на пружній основі (стіні), яка знаходиться під дією зосереджених сил (реакцій паль). Епюри навантажень від стіни мають вигляд трикутників з найбільшими ординатами біля опори або прямокутників [Руководство, дод. 9, табл. 1 або Метелюк, табл. III.30]. Відповідно визначається згинальний момент у перерізі ростверку на опорі і в прольоті.

При наявності двох рядів паль, розташованих по прямокутній сітці, за розрахунковий прогін приймають відстань між осями паль, а при розташуванні паль в шаховому порядку - довжину проекції відстані між осями паль по діагоналі на поздовжню вісь ростверку. При багаторядному розташуванні паль ростверк в поперечному напрямку розраховується як балка на окремих опорах, що відповідають рядам паль. Коли один або декілька рядів паль знаходяться поза контуром стіни, ростверки розраховують також на продавлювання та поперечну силу в похилих перерізах.

Таблица III.30

моменты в неразрезном свайном ростверке от кирпичных и других видов каменных стен [18]

№ схемы	Область применения	Схема нагрузки	Момент на опоре $M_{оп}$	Момент в середине пролета $M_{пр}$
1	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$		$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
2	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$ $a < S$			
3	$\frac{L_{св}}{2} \leq a \leq L_{св}$		$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3 (L_p - 6a)}{a^2} \right]$
4	$a \geq L_{св}$		$\frac{-q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
5	$a > S$		$\frac{-q_0 S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

2.1 Визначення зусиль в перерізах ростверка від навантажень в період будівництва

При навантаженні будівельного періоду (від кладки) згинальні моменти та поперечну силу в поздовжньому напрямку визначають як для балки із зацемленими кінцями [15, 16]:

$$M_{\text{sup}} = \frac{q_{br} \cdot l_0^2}{12}; \quad M_{\text{sp}} = \frac{q_{br} \cdot l_0^2}{24}; \quad Q = \frac{q_{br} \cdot l_0}{2}, \quad (6.3)$$

де M_{sup} , M_{sp} - відповідно опорний та прогонний моменти, кНм;

Q - поперечна сила, кН;

q_{br} - навантаження від ваги свіжоукладеної кладки висотою $0,5l$ (але не менше ніж висота одного ряду блоків) і ваги ростверка на 1 м довжини ростверків з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_{fm} = 1,1$, кН/п.м;

l_0 - розрахунковий прогін, м, який приймається рівним $l_0 = 1,05(l - d)$;

l - відстань між палями в осях, м;

d - розмір поперечного перерізу палі, м.

При наявності прорізів в кладці, коли висота від верху ростверка до низу прорізу менша $l/3$, враховується вага кладки стін до верхньої грані залізобетонної перемички, а при кам'яній перемичці - вага кладки стіни до відмітки, яка більша відмітки верха прорізу на $1/3$ його ширини.

При дворядному розташуванні паль розрахунок ростверка в поперечному напрямку виконується аналогічно розрахунку однопрогонної балки на двох опорах від навантаження q_{br} по максимальному згинальному моменту

$$M'_{\text{sp}} = q_{br} \cdot b_0^2 / 8, \quad (6.4)$$

де b_0 - розрахунковий прогін в поперечному напрямку, що приймається аналогічно l_0 , м.

2.2 Визначення зусиль в перерізах ростверка від навантажень при експлуатації

Розрахунок на навантаження при експлуатації проводять в залежності від характеру прикладення навантаження за розрахунковими схемами [Руководство, дод. 9, табл. 1].

Для всіх схем визначають довжину півоснови епюри навантаження за формулою

$$a = \pi \sqrt[3]{\frac{E_b \cdot I_b}{E_{br} \cdot b_{br}}}, \quad (6.5)$$

де E_b , E_{br} - модуль пружності відповідно бетону ростверка та кладки стіни, кПа;

I_b - момент інерції поперечного перерізу ростверку, м⁴;

b_{br} - ширина стіни цоколя, який спирається на ростверк, м.

Ордината епюри навантаження над віссю палі

$$p = ql / a, \quad (6.6)$$

а над гранню палі

$$p_0 = ql_0 / a, \quad (6.7)$$

де q - рівномірно розподілене розрахункове граничне навантаження від будівлі на рівні низу ростверка, кН/п.м.

Розрахункові опорні і прогонові моменти і поперечні сили від навантаження, що виникає при експлуатації, визначають за формулами, що наведені у [Руководство, дод. 9, табл. 1].

2.3 Розрахунок та конструювання ростверка

Після визначення зусиль в перерізах ростверка, що виникають в період будівництва та при експлуатації, на більші з них ростверк розраховують на міцність. Цей розрахунок включає визначення площі перерізу поздовжньої

арматури з умови міцності нормального перерізу ростверка і площі поперечної арматури з умови міцності нахилених перерізів на дію поперечної сили.

1. Розрахунок на міцність перерізу, нормального до поздовжньої або поперечної осі ростверка.

Розрахунок перерізу ростверка виконується як для балки з поодиноким або подвійним армуванням.

З конструктивних вимог для балок [Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010]:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d$$

або $0,0013 A_c$;

При армуванні стрічкових пальових ростверків вертикальними каркасами їх кількість в поперечному перерізі повинна бути не менше двох при ширині ростверків $b \leq 400$ мм, не менше трьох - при $400 < b \leq 800$ мм, не менше чотирьох - при $b > 800$ мм. Крок поперечної арматури приймається за розрахунком на міцність похилого перерізу при дії поперечної сили, а також згідно з конструктивними вимогами в залежності від висоти ростверка.

2. Розрахунок на міцність перерізів, нахилених до поздовжньої або поперечної осей ростверка.

Розрахунок поперечної арматури ростверка з умови міцності нахилених перерізів на дію поперечної сили виконується згідно з алгоритмом, який наведений в [Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010].

Перевірка умови достатності розмірів перерізу

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,\max}$$

де V_{Ed} - максимальна поперечна сила від зовнішнього навантаження;

$V_{Rd,\max}$ - максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (4.8)$$

де b_w - мінімальна ширина перерізу балки;

d - робоча висота перерізу,

v - коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

Умова необхідності розрахунку поперечних стержнів

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (4.9)$$

де V_{Ed} - поперечна сила від зовнішнього навантаження, прийнята на відстані d від опори;

$V_{Rd,c}$ - максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, \quad (4.10)$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (4.11)$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2;$$

ρ_e - відсоток армування робочої арматури на приопорній ділянці, який не перевищує 0,02

$$\rho_e = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02;$$

A_{sl} - площа поздовжньої арматури;

$$k_1 = 0,15;$$

$\sigma_{cp} = 0$ - середнє напруження стиску, викликане розрахунковою осьовою силою

Якщо умова (4.9) не виконана, потрібне поперечне армування.

Розраховуємо інтенсивність поперечного армування з забезпеченням виконання умови

$$V_{Ed}' \leq V_{Rds} \quad (2.42)$$

де V_{Ed}' - максимальна поперечна сила на відстані від опори $0,9d$ за епюрою поперечних сил;

V_{Rds} - максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз з поперечним армуванням. Вона приймається як найменша із двох величин

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{S} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (4.12)$$

$$V_{Rd.s} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (4.13)$$

де $z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,43 = 0,387$ (м);

$v_1 = 0,6$ - коефіцієнт, який враховує клас бетону.

Зусилля, яке діє в поперечній тріщині (на відстані $z=0,9d$ від опори)

$$V_{Ed}' = V_{max} - qz.$$

Для визначення поперечного армування задёмось кількістю каркасів і діаметром поперечних стержнів (з умов зварювання і конструктивних міркувань).

Тоді крок поперечних стержнів:

$$S_{min} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta}{V_{Ed}'} [M], \quad (2.43)$$

$$S_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) [M], \quad (2.44)$$

Необхідна площа поперечного армування:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}' \cdot S}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta} [M^2], \quad (2.44)$$

Якщо $V_{Ed}' = 0$

Мінімальний відсоток армування

$$\rho_{w.min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{15}}{400} = 0,77 \cdot 10^{-3} = 0,077\%.$$

Максимальний крок стержнів

$$S_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,43 \cdot (1 + 0) = 0,32 \text{ (м)}.$$

Приймаємо крок стержнів $s = 150$ мм.

Мінімальна площа армування

$$A_{sw} = \rho_{w.min} b_w s = 0,77 \cdot 10^{-3} 1,4 \cdot 0,15 = 1,62 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Кількість каркасів $n=7$, площа арматури $\text{Ø}8$ мм $A_s = 3,52 \text{ см}^2$.

При висоті ростверка $h \leq 450$ мм крок стержнів згідно з конструктивними вимогами приймається $S < 0,5h$, але не більше 150 мм, а при $h > 450$ мм приймається $S < 0,333h$ і не більше 500 мм.

Остаточо приймається найменше значення кроку, кратне 50 мм з округленням в меншу сторону.

При в'язаних каркасах в балках висотою 400 мм і більше передбачається армування поздовжньою робочою ненапруженою арматурою діаметром не менше 12 мм. Для поздовжньої арматури, яка встановлюється з конструктивних міркувань, можна застосувати стержні і меншого діаметра.

Стержні поздовжньої робочої арматури повинні розміщуватись рівномірно по ширині перерізу ростверка.

Лекція 9

Проектування споруд на зсувонебезпечних територіях

1. Задачі з визначення стійкості укосів.
2. Вихідні дані для проектування (особливості визначення характеристик міцності ґрунту).
3. Послідовність проектування потрібного контура укосу.
4. Вибір методу розрахунку стійкості укосів.
5. Заходи з забезпечення стійкості укосів.

1. Задачі з визначення стійкості укосів

Задачі забезпечення стійкості укосів виникають при:

- проектуванні земляних споруд і виїмок (котлованів, траншей, кар'єрів тощо);
- при використанні схилів або прилеглої території для промислового, транспортного, цивільного або іншого будівництва;
- при захисті різноманітних об'єктів від зсувів, обвалів і т. п. (згадати задачі, що розв'язуються строгими методами).

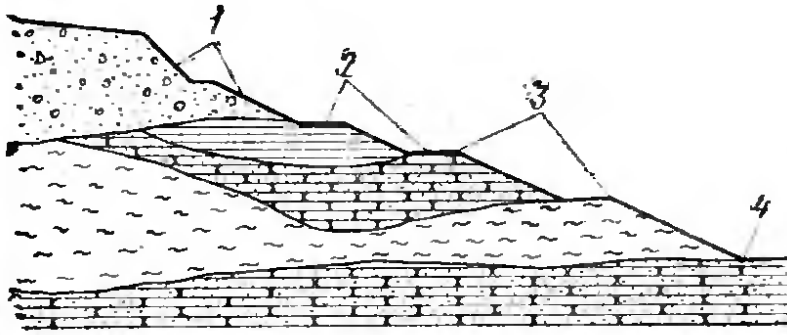
Укіс проектується з урахуванням:

- його призначення і висоти;
- геологічної і гідрогеологічної будови;
- технології земляних робіт;
- застосованого обладнання і транспортних засобів;
- навантажень і впливів (сейсміка тощо).

Профіль укосу має бути обґрунтований розрахунком.

При проектуванні укоси можуть залишатись природного обрису або прийняті з плоским чи уступчастим профілем.

Уступчаста форма укосів досягається улаштуванням по висоті укосу горизонтальних площадок (берм, терас) зокрема для розміщення на них споруд, доріг, обладнання.



1 - уступ; 2 – берма; 3 – бровка уступа; 4 – підшва укосу

Мінімальна ширина площадок:

- в будівельних котлованах 2 м;
- на укосах земляних споруд і природних схилах 3 м;
- у кар'єрах 6-8 м.

Площадки при розміщенні по висоті бажано приурочувати (прив'язувати) до контактів пластів, до ділянок витікання підземних вод.

Площадки проектують з ухилами для стікання поверхневих вод і улаштовують на них зливостоки. При необхідності слід здійснювати заходи з запобігання вивітрювання.

На природних схилах проектні укоси утворюються шляхом зрізання або підсипання ґрунту на відповідних ділянках.

Підсипання (привантаження укосу) виконується переважно в нижній частині схилу ґрунтом або кам'яним матеріалом.

При недостатності вказаних заходів використовують **водопониження, утримуючі захисні споруди.**

2 Вихідні дані для проектування (особливості визначення характеристик міцності ґрунту)

Технічне завдання на проектування повинно включати такі дані:

- межі району (ділянки);

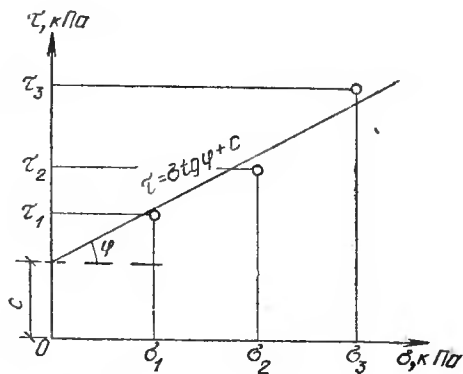
- призначення території укусу і прилеглих площ (для чого будуть використовуватись);
- місця можливого скидання поверхневих і дренажних вод;
- місця можливого складування матеріалів і розміщення відвалів ґрунту;
- результати вишукувань, які включають:
 - а) топографічні плани і карти;
 - б) геологічні розрізи, приурочені до характерних поперечників, і карти, що характеризують будову ділянки (з розбиванням на ПГЕ);
 - в) характеристику тектонічних порушень ґрунтового масиву і послаблених зон у ньому;
 - г) дані про мікросейсморайонування, абразію, ерозію, вивітрювання і деформації ґрунтового масиву;
 - д) інженерно-геологічні властивості ґрунтів, включаючи їх міцностні і деформаційні характеристики, а також характеристики міцності у ослаблених зонах (контакти пластів, тектонічні зони, поверхні зсуву і т. ін.);
 - е) гідро-геологічні умови (водоносність пластів, їх природний дренаж і фільтраційні властивості, взаємозв'язок і режим підземних вод окремих шарів, температура і хімічний склад підземних вод);
 - ж) гідрогеологічні, метеорологічні і кліматичні дані району.

Детальність і достовірність вивчення властивостей ґрунтового масиву схилу має не менше значення, ніж точність і адекватність розрахункових методів, що застосовуються.

Слід приділяти особливу увагу визначенню факторів опору зсуву ґрунтів з урахуванням динаміки їх прояву в часі у зв'язку із зміною природно-історичних обставин на схилі.

Звичайно при випробуваннях ґрунтів у зрізних приладах за методикою Терцагі-Кулона здійснюється попереднє обтиснення зразків ґрунту під навантаженням, при якому здійснюється зсув (консолідовано-дренована схема

випробувань). При цьому обтисненні ґрунт доводиться до щільності-вологості, які відповідають даному навантаженню.



При консолідовано-дренованих випробуваннях вологість і коефіцієнт пористості при збільшенні тиску обтиснення зменшуються ($w_1 > w_2 > w_3$ $e_1 > e_2 > e_3$).

При звичайних випробуваннях формула закону Кулона

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$$

використовується формально, без розшифровки параметрів, а характеристики міцності, φ і c , приймаються постійними і такими, що не залежать від вологості ґрунту.

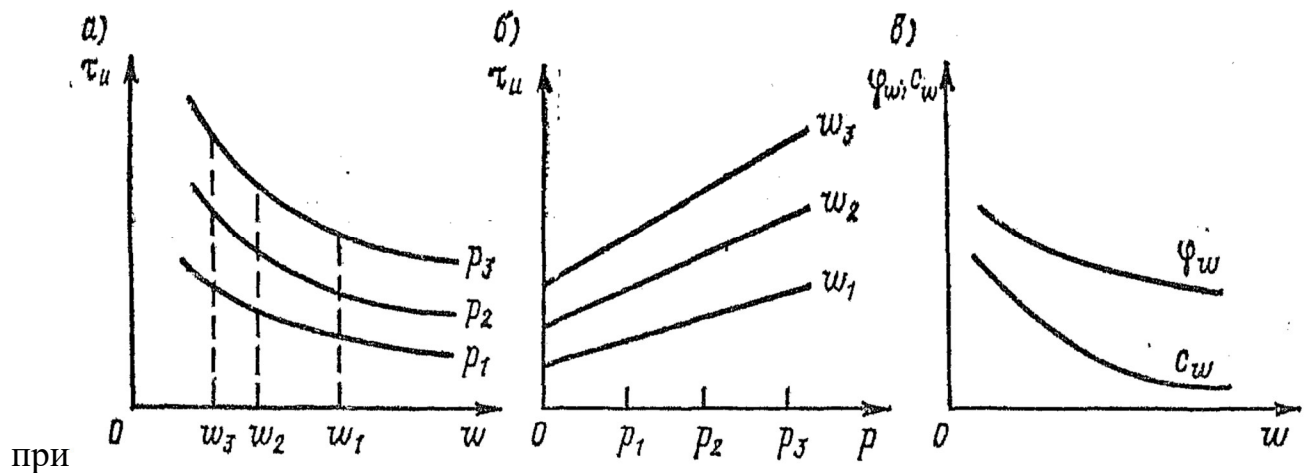
Але реально при швидкому прикладанні навантаження ґрунт може не встигнути ущільнитись до щільності-вологості, які відповідають навантаженню, і тоді його характеристики виявляються нижчими, ніж за Кулоном-Терцагі.

М. М. Масловим розроблена і запропонована **теорія «щільності-вологості»** для визначення міцності переважно глинистих ґрунтів.

Встановлено, що для пластичних глинистих ґрунтів φ_w і c_w залежать від вологості-щільності і з збільшенням вологості зменшуються.

Суть дослідів полягає у проведенні серії дослідів із зразками, які були витримані під різними навантаженнями або різний час і відповідно мають різну щільність і вологість. В результаті одержують криві залежності тертя і зчеплення від вологості. При заданій вологості

$$\tau_w = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_w$$



Маслов М.М. поділяє зчеплення при заданій вологості на дві складові

$$c_w = \Sigma_w + c_c$$

c_c – структурне зчеплення, характерне для так званих «жорстких» глин, стала складова зчеплення, яка не залежить від вологості (у ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 ця величина позначена c_{st} і є **обов'язковою для визначення при дослідженнях для ґрунтів у зоні зрушення зсуву**);

Σ_w – зчеплення зв'язності, обумовлене водно-колоїдними зв'язками (переважає у пластичних глинах);

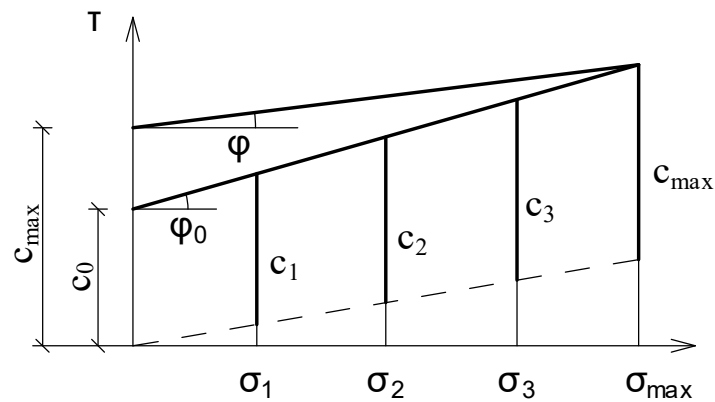
φ_w – Маслов М.М. називає справжнім кутом внутрішнього тертя, який не містить долю зростаючого зчеплення під час ущільнення під навантаженням.

Різницю у вологості зразків повністю водонасичених ґрунтів на момент зсуву можна одержати такими шляхами:

1) витримуванням кожного зразка, призначеного для зсуву при одному і тому ж нормальному напруженні, протягом різного часу (0 хв., 15 хв., 30 хв., 1 година) при тому ж напруженні, при якому виконується зсув. Один зразок витримується для практично повного завершення консолідації. Після зсуву замірюється вологість зразка. В цьому разі перший зразок зсувається одразу після прикладання заданого навантаження (неконсолідований зсув – «швидкий»), а останній після завершення консолідації;

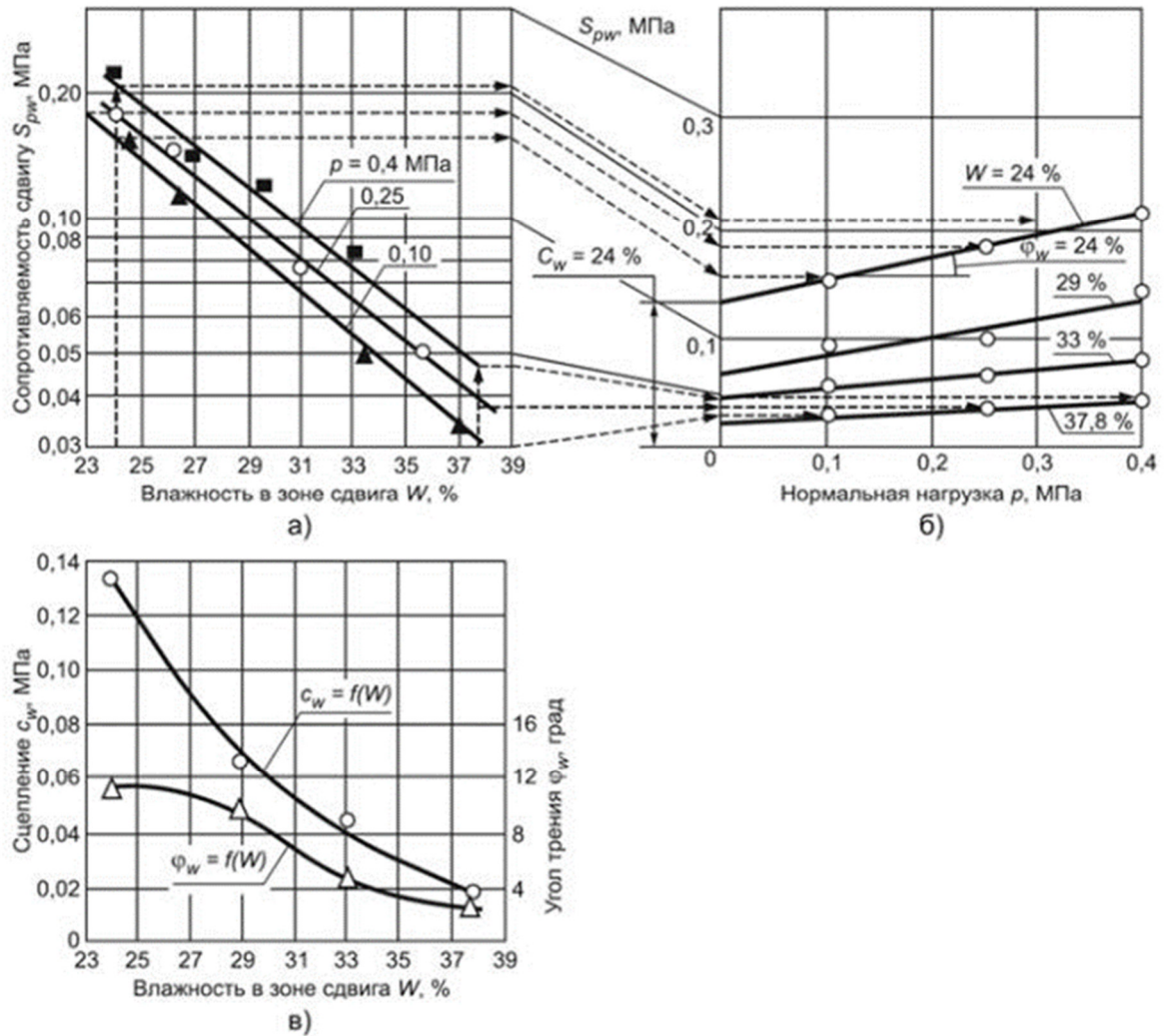
2) витримуванням зразків протягом різного часу під одним достатньо великим навантаженням (не менше максимального навантаження при зсуві). В

цьому разі по одному зразку для кожного нормального навантаження випробовується без попереднього витримання під ним;



3) витриманням зразків до практично повної консолідації або протягом заданого часу під різними навантаженнями, найбільше з яких повинно вдвічі перевищувати максимальне нормальне навантаження при зсуві. Один зразок з серії випробовуються без попереднього ущільнення. Таким чином мають: один зразок максимально ущільнений з мінімальною вологістю, один зразок без ущільнення з максимальною вологістю і 2 зразки з проміжними значеннями вологості.

При обробці результатів зсувних випробувань слід графіки залежності опору зсуву від вологості будувати у напівлогарифмічних координатах (опір зсуву відкладається в логарифмічному масштабі, а вологість в лінійному). Це полегшує осереднення і інтерполяцію при побудові залежності ϕ і c від вологості.



Величина структурного зчеплення визначається співставленням результатів випробувань на зсув зразків з непорушеною структурою і зразків, попередньо розрізаних по площині зсуву (випробування «плашка по плашці») і витриманих перед зсувом під навантаженням, еквівалентним за щільністю-вологістю.

У ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів рекомендуються такі способи визначення структурного зчеплення.

А.1. На основі логарифмічної залежності між питомим опором і деформаціями зрізу методом одноплощинного зрізу.

Дослідження здійснюють за схемою неконсолідовано-дренованого випробування. Визначення τ необхідно проводити не менше ніж при трьох різних значеннях σ .

За виміряними в процесі випробувань значеннями деформацій зрізу l , які відповідають різним напруженням τ , будують графік у логарифмічних координатах $l = f(\tau)$ (рис. А.1). За графіками встановлюють величину структурного опору τ_{st} як першу точку перелому прямих, проведених через експериментальні точки.

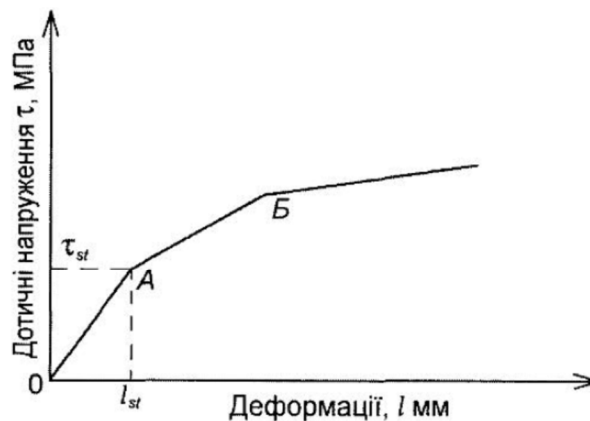


Рисунок А.1 – Графік залежності дотичних напружень τ від деформацій l у логарифмічних координатах

Будується залежність $\tau_{st} = f(\sigma)$. Знаходиться залежність

$$\tau_{st} = \sigma tg\varphi_{st} + c_{st}$$

шляхом статистичної обробки аналогічно з обробкою даних для звичайних консолідовано-дренованих випробувань на зсув.

А.2. На основі рівнянь взаємозв'язку між показниками фізико-механічних характеристик ґрунтів непорушеної і порушеної структури (попередньо розрізаних по площині зсуву).

За виміряними в процесі випробувань значеннями деформацій зрізу l , які відповідають різним напруженням τ , будують графік у логарифмічних координатах $l = f(\tau)$ (рис. А.2). За графіками встановлюють величину довготривалого опору τ_{lim} як другу точку перелому прямих, проведених через експериментальні точки. Це робиться для двох типів зразків (порушеної і непорушеної структури).

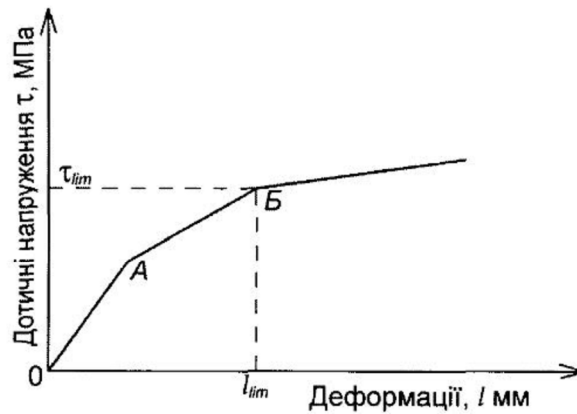


Рисунок А.2 – Графік залежності дотичних напружень τ від деформацій l у логарифмічних координатах

Встановлюють зв'язок між показниками фізичних властивостей (коефіцієнту пористості) та довготривалого опору як порушеної, так і непорушеної структури $\log \tau_{lim} = f(e)$.

Величину питомого структурного зчеплення c_{st} визначають як різницю між опорами зрізу зразків непорушеної τ_H та порушеної структури τ_P , які визначають за рівняннями або графіками взаємозв'язку для заданого коефіцієнта пористості.

Умови рівноваги для зразків непорушеної та порушеної структури

$$\tau_H = \sigma \cdot tg\varphi + c_{st} + \Sigma_w;$$

$$\tau_P = \sigma \cdot tg\varphi + \Sigma_w;$$

звідки $c_{st} = \tau_H - \tau_P$.

А.3. За різницею між питомим зчепленням ґрунту непорушеної структури та питомим зчепленням ґрунту, який випробовано за способом повторного зрізу.

Дослідження ґрунтів проводяться на одних і тих же зразках непорушеної структури за умови, що після випробування зразка непорушеної структури він розрізається по площі зрізу. Потім площини зрізу обох частин зразка ретельно зачищаються, змочуються водою та з'єднуються між собою. Після цього дослідження повторюється. В обох випадках випробування проводяться тільки при одному тиску, який дорівнює тиску на глибині відбирання від власної ваги ґрунтів, що знаходяться вище.

Величину питомого структурного зчеплення c_{st} визначають як різницю між опорами зрізу зразків непорушеної τ_n та розрізаного по поверхні зсуву τ_n , які визначають за рівняннями або графіками взаємозв'язку.

А.4. За «зворотними» розрахунками стійкості схилу (визначення таких величин питомого структурного зчеплення та кута внутрішнього тертя, які відповідають граничній рівновазі сил конкретній ділянці зсуву).

Особливості випробувань для не повністю водонасичених ґрунтів.

На відміну від випробувань повністю водонасичених зразків при випробуваннях не повністю водонасичених зразків ($S_r < 0,95$) необхідно враховувати можливу нееквівалентність змінення вологості зміненню щільності ґрунту. Це спричинює необхідність замірювати не тільки вологість в зоні зсуву, а і щільність в зонах навколо зони зсуву.

Якщо ступінь вологості змінюється в широких межах, то при одержанні розрахункових кривих $\tau_{p,w,S_r} = f(w)$ їх треба одержувати для різних значень ступеню вологості S_r . Для цього треба мати точки, що відповідають не тільки однаковому навантаженню, а і практично однаковій величині ступеню вологості S_r . Для одержання подібних кривих необхідно збільшувати кількість випробуваних зразків.

Для дослідження будівельних властивостей ґрунтів за умов складного напруженого стану ґрунти випробовують в стабілометрах за заданими програмами навантаження, зокрема в умовах «закритого зсуву», без можливості відтоку води і, отже, без ущільнення під навантаженням і з збереженням початкової щільності-вологості.

При пластичному складі глинистого ґрунту (з високим числом пластичності) з пластичною і тим більше з текучою консистенцією справжнє значення ϕ_w може падати до нуля $\phi_w = 0$ (товсті водно-колоїдні плівки заважають контакту між частинками).

Маслов М. М. наводить приклад деформації у 1945 р. головної споруди Дзора ГЕС з переміщенням зсувних мас. При нахилі поверхні ковзання $\alpha = 8^{\circ}30'$ і куті внутрішнього тертя $\varphi = 14^{\circ}$ це не знаходило пояснення. Але з'ясували, що $\varphi_w = 6^{\circ} < \alpha$, що дало вичерпне пояснення.

Є приклади зсувів майкопських глин в районі Мамаєва Кургана у Волгограді з падінням схилу лише в 1° . В даному випадку $\varphi_w = 0$, $c_c = 0$.

3.Послідовність проектування потрібного контура укосу

Існує декілька методик побудови контура граничного укосу (табульовані рішення В. В. Соколовського, таблиці і графіки інститута Фундаментпроект для плоских укосів, метод М. М. Маслова і т.п.)

Ці методики використовуються для попереднього призначення робочого профілю укоса.

При неоднорідному складанні ґрунтового масиву, при необхідності урахування фільтраційного і сейсмічного впливів і при навантаженнях на поверхні, що перевищують $h_{90}\gamma_1$, потрібний контур (профіль) укоса знаходиться методом послідовних наближень.

Призначений профіль (а за необхідністю і утримуючі споруди) перевіряються розрахунком і за необхідністю коригується.

Розрахунки виконуються по обраним характерним поперечникам (створам). Розрахунки виконуються як для плоскої задачі.

Обрані поперечники повинні відображати особливості поверхні, будови масиву, гідрогеологічних умов, наявність послаблень, тріщинуватості у ґрунтовому масиві.

Кількість розрахункових створів та їх положення в плані визначається необхідністю повного охоплення всього різномайття інженерно-геологічних умов ділянки, конфігурацій поверхні схилу та поверхні ковзання. Приймаються розрахункові створи найменш сприятливі за умовами стійкості.

Розташування основного розрахункового створу на ділянках зсувних схилів повинно збігатися з основним напрямком існуючого чи прогнозованого руху зсуву по лінії найбільшої крутизни земної поверхні.

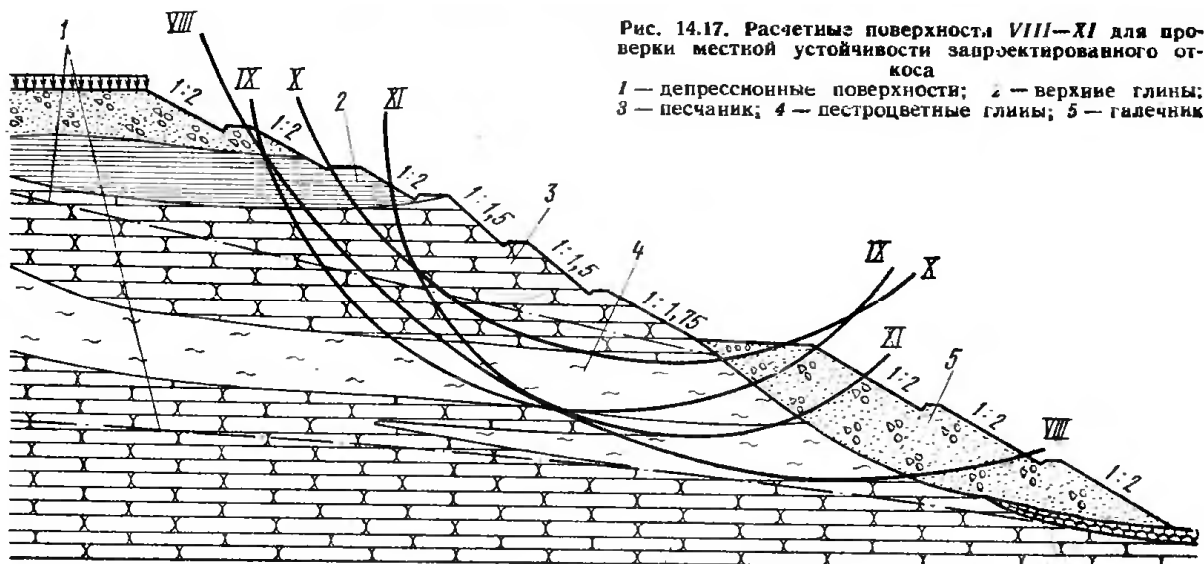
На поперечники (створи) наносять прийняті профілі укосу і перевіряють можливість виникнення у ґрунтовому масиві зсуву по різних **розрахункових поверхнях**. Розрахункові поверхні повинні перетинати ґрунтовий масив як на окремих ділянках, так і по всій його висоті до підніжжя, проходити по подошві і нижче подошви утримуючих споруд.

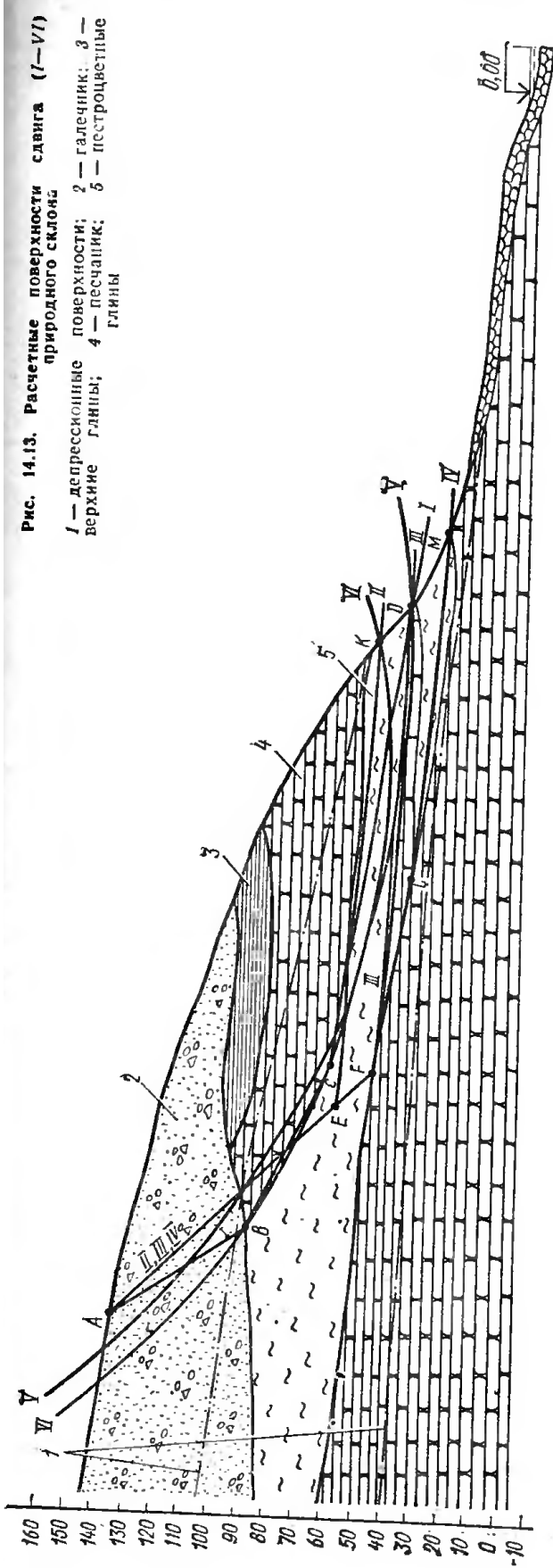
При призначенні розрахункових поверхонь необхідно враховувати: наявність похилих шарів ґрунту, улоговин, ґрунтів з особливими властивостями, контактів вивітрілих порід з невивітрілими, послаблення ґрунтів від підземних вод, динамічних і сейсмічних впливів тощо.

Поверхні, що проходять у більш міцному ґрунті, що залягає на менш міцному, повинні захоплювати також і підстильний шар.

При значній міцності шару, що залягає на слабкому ґрунті, повинна враховуватись можливість утворення у верхньому шарі тріщин.

Розрахункові поверхні мають плоский, ламаний або криволінійний обрис.





4. Вибір методу розрахунку стійкості укосів

В залежності від наявності послаблень в межах ґрунту і можливої форми тіла зсуву (зсуви зі зрізом і обертанням, зсуви ковзання, сколювання при просіданні, покривні зсуви, опливи) обирають форму поверхні ковзання.

Для однорідних ґрунтів використовують строгі рішення В. В. Соколовського.

Для кожної з форм поверхонь ковзання є варіанти методів розрахунку з використанням одного чи трьох рівнянь статички.

Найбільш поширеними методами є:

- метод круглоциліндричних поверхонь ковзання (застосовується для більш-менш однорідних товщ ґрунтів);
- метод притуленого укосу (ламаних поверхонь ковзання);

Метод найчастіше використовують у таких випадках:

- в основі схилу залягають шари або прошарки слабких ґрунтів;
- форма поверхні нашарувань ґрунтів має нахил у бік схилу;
- стійкий шар, по якому ковзає зсувна маса, має прямолінійні ділянки;
- метод плоских поверхонь ковзання (при наявності в масиві плоскої ослабленої поверхні)

При використанні комп'ютерної техніки можна застосовувати математично складні методи, засновані на виконанні всіх трьох рівнянь статички.

5. Заходи з забезпечення стійкості укосів

1. Водозахисні заходи, захист від вивітрювання:

- Заходи з регулювання поверхневого стоку. Включають планування схилів і прилеглих до них ділянок, з яких вода може потрапляти на схили, улаштування системи відкритих водостоків і підземних колекторів.
- Регулювання підземного стоку вод з метою усунення або послаблення дії підземних вод на ґрунти (зменшення їх щільності і міцності), зниження або усунення гідростатичного і фільтраційного тисків тощо.

У зсувних зонах слід застосовувати наступні види водознижуючих пристроїв:

- горизонтальні дренажі – траншейні з трубами, без труб і галереї; штольні; пластові дренажі;
- вертикальні дренажі – бурові свердловини і шахти;
- комбіновані водознижуючі системи – поєднання горизонтальних і вертикальних дренажів.

Дренажі слід застосовувати в стійкій зоні за межами зсувних деформацій при витриманих горизонтах підземних вод.

Для осушення зсувних мас, що зміщуються, допускається влаштування дренажних прорізів, розташованих в тілі зсуву за напрямком його руху.

2. Зміна рельєфу схилів (укосів).

- Зменшення крутизни схилів;
- Загальне вертикальне планування схилів (укосів), включаючи терасування та влаштування банкетів;
- Заміна слабких ґрунтів біля підніжжя схилів;
- Переміщення поверхневого шару ґрунту із зони активного тиску в зону пасивного опору.

3. Агролісомеліорація.

Сприяє армуванню ґрунту кореневою системою, осушенню ґрунту, попередженню ерозії, зменшенню інфільтрації в ґрунти поверхневих вод, запобігає вивітрюванню, утворенню осипів і вивалів.

4. Глибинне укріплення ґрунтів.

Застосування ін'єкційного або бурозмішувального закріплення.

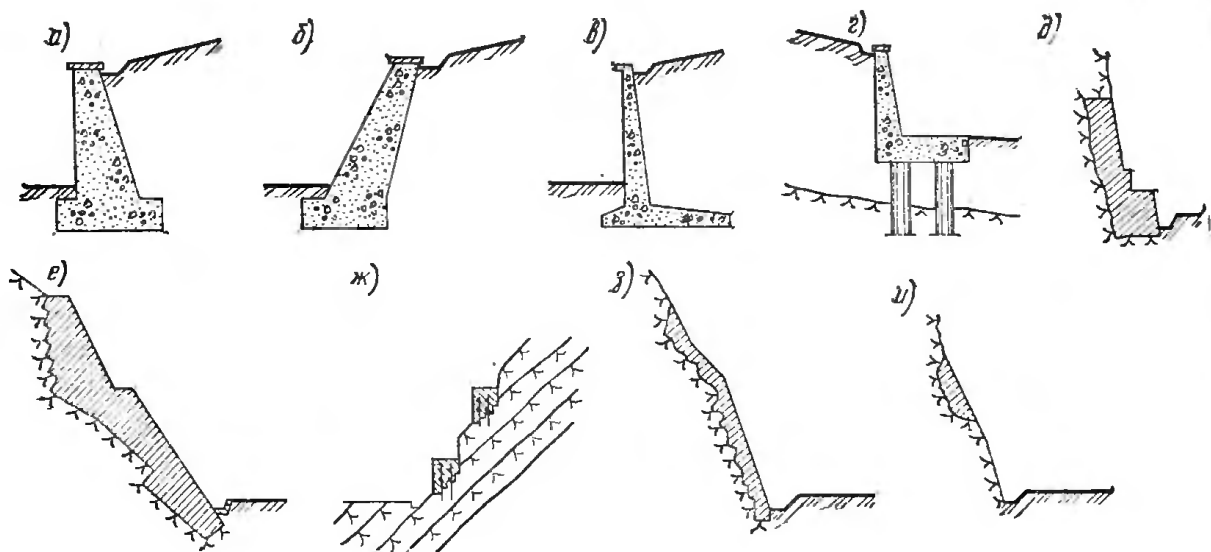
Для закріплення ґрунтів на схилах застосовують цементацію, смолізацію, силікатизацію, електрохімічне закріплення, а також влаштування покриття з торкретбетону, набризк-бетону, аероцему (аерованого цементно-піщаного розчину з добавками, що спінуються). Покриття укосів торкретбетоном, набризк-бетоном, аероцементом слід передбачати на попередньо навішану і укріплену

анкерами металеву сітку. У покриттях необхідно передбачати влаштування дренажних отворів та вертикальних деформаційних швів.

5. Протиобвальні споруди та заходи.

- Масивні або тонкостінні підпірні стіни (при заляганні на невеликій глибині міцних ґрунтів);
- Підпірні стіни на пальових фундаментах;
- Контрфорси – окремі опори, врізані в тіло ґрунтового масиву (в основному у міцних ґрунтах при наявності стійкої основи);
- Облицювальні стіни, пломби і опояски у скельних ґрунтах (від осипів і вивалів).

Опояски влаштовуються шляхом вибурювання шпурів на глибину 0,6-0,75 м, в які вставляються штирі. До останніх закріплюється арматура, а потім здійснюється бетонування (бетон класу не нижче С12/15).



а – г - підпірні стіни; д – підтримуючі стіни; е – контрфорси;
ж – опояски; з – облицювальні стіни; и – пломби

- Палі або стовпи (при наявності міцного підстильного шару) з ростверками (як правило буронабивні).

Якщо застосовують не ряди палей, а палеві кущі, то їх треба розташовувати на відстані один від одного на відстані, що виключає обтікання їх ґрунтом.

- Палі-шпонки (буронабивні з ущільненням) при наявності чітко вираженої ослабленої поверхні, нахиленої до горизонту під кутом не більше 50° ;

Опори та шпонки мають бути вертикальними або з кутом нахилу до вертикалі не більше 15° і бути заглибленими нижче зони ослаблення на розрахункову глибину, але не менше ніж на 2 м.

Для зменшення згинальних моментів в опорах верхні їх ділянки можуть мати горизонтальні чи похилі анкери.

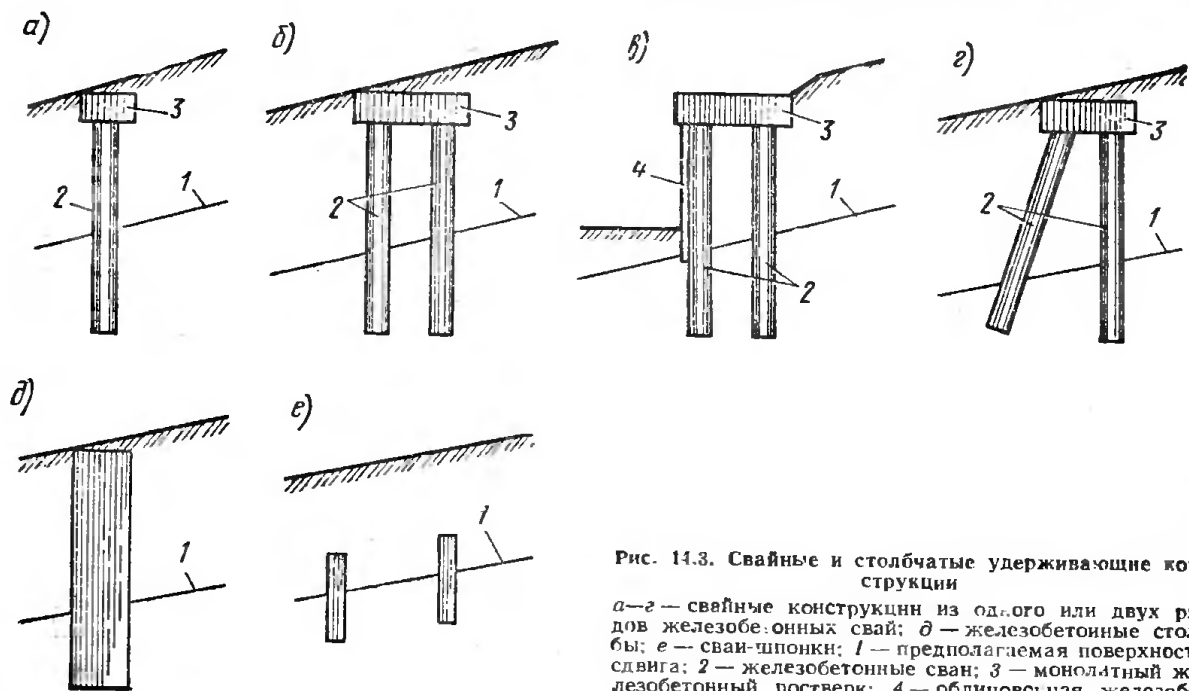


Рис. 14.3. Свайные и столбчатые удерживающие конструкции

a—г — свайные конструкции из одного или двух рядов железобетонных свай; *д* — железобетонные столбы; *е* — сваи-шпонки; *1* — предполагаемая поверхность сдвига; *2* — железобетонные сваи; *3* — монолитный железобетонный ростверк; *4* — облицовочная железобетонная плита

- Анкерні пристрої як самостійний засіб, а також для підвищення ефективності інших утримуючих споруд.

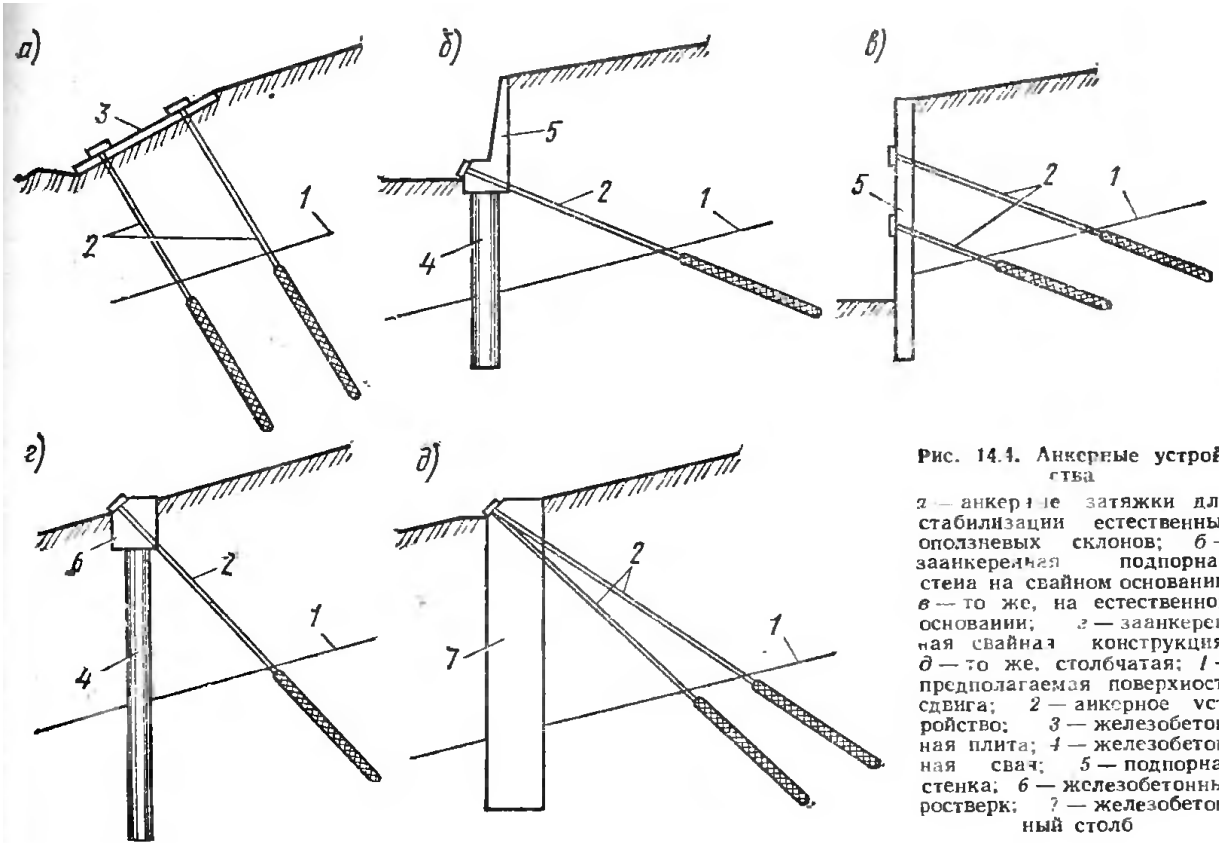


Рис. 14.1. Анкерные устройства

2 — анкерные затяжки для стабилизации естественных оползневых склонов; 6 — заанкеренная подпорная стена на свайном основании; в — то же, на естественном основании; 2 — заанкеренная свайная конструкция; д — то же, столбчатая; 1 — предполагаемая поверхность сдвига; 2 — анкерное устройство; 3 — железобетонная плита; 4 — железобетонная свая; 5 — подпорная стенка; 6 — железобетонный ростверк; 7 — железобетонный столб